



**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA  
DE SANTA CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

**DENIS DALL AGNOLO**

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA  
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM PÓRTICOS PLANOS**

**Florianópolis  
Setembro de 2020**



**DENIS DALL AGNOLO**

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA  
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM PÓRTICOS PLANOS**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia  
Civil do Departamento Acadêmico da  
Construção Civil do Instituto Federal  
de Santa Catarina – *campus*  
Florianópolis.

Orientador: Prof. Dr. André Puel

**Florianópolis**  
**Setembro de 2020**

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Agnolo, Denis Dall

**Avaliação do efeito da interação solo-estrutura na redistribuição de esforços em pórticos planos / Denis Dall Agnolo ; orientação de André Puel. - Florianópolis, SC, 2020.**

133 p.

**Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico de Construção Civil.**

Inclui Referências.

1. Redistribuição de esforços. 2. Estabilidade global de edifícios. 3. Interação solo-estrutura. I. Puel, André. II. Instituto Federal de Santa Catarina. Departamento Acadêmico de Construção Civil. III. Título.

# AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM PÓRTICOS PLANOS

**DENIS DALL AGNOLO**

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil em setembro de 2020 e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.


Florianópolis, 24 de setembro de 2020.

Banca Examinadora:



---

**André Puel, Doutor**



Fábio Krueger da Silva  
PROFESSOR  
SIAPE 1695483  
IPSC - Campus Florianópolis

---

**Fábio Krueger da Silva, Doutor**



---

**Fernando Toppan Rabello, Doutor**



*Dedico este trabalho à minha filha Isadora, que chegou há poucos dias trazendo novo significado ao amor.*





## **Agradecimentos**

Em primeiro lugar, quero agradecer a oportunidade de completar um segundo curso de graduação. Em um país que insiste em negligenciar a educação, onde o ensino superior está acessível para pouco, sinto-me profundamente privilegiado por estar concluindo com êxito o curso de engenharia civil, ainda mais em uma instituição pública, gratuita e de qualidade, como é o Instituto Federal de Santa Catarina.

Agradeço de forma especial ao professor Dr. André Puel, orientador deste trabalho, por todos os conhecimentos transmitidos, pela paciência e dedicação a esse estudo, bem como pela amizade e parceria. Certamente é um profissional que serve de inspiração!!!

Estendo meus agradecimentos a todos os professores que contribuíram com a minha trajetória ao longo destes anos de estudo. Em especial aos professores Fábio, Fernando, Ganzo, Lucas, Luca, Leco, Ana Lígia, Andrea. O Brasil urge de profissionais como vocês, competentes e dedicados.

Aos meus colegas de curso, digo-lhes que a jornada para se tornar engenheiro civil foi infinitamente mais prazerosa e divertida com suas companhias. Agradeço de forma particular aos meus amigos Marcos (o Garopaba), Paulo Henrique e Gustavo, pela amizade e parcerias nos trabalhos. Somam-se a eles o Césare, Danilo, Caetano e Otávio pelos bons momentos vividos entre trabalho, praias, pôquer, Resenhas e dunço.

Agradeço também à UFSC, instituição onde trabalho, por permitir que eu realizasse este curso de engenharia civil com horário especial de estudante, sempre atendendo e respeitando as minhas necessidades. Às professoras Evelise, Yara e Cristine e aos professores Edmundo, Geison e Alexandre, deixo aqui meu muito obrigado. Agradeço também aos meus colegas de trabalho, Vanessa, Bibiana e Maísa, por suprirem minha ausência quando estava afastado para estudo.

Aos muitos amigos que a vida me deu, embora não tenham contribuído ativamente na minha formação como engenheiro civil, a vida se torna mais leve e valiosa com vocês. Meu muito obrigado!!!

Aos meus pais, Dario e Ivanir, que são meu porto seguro, agradeço por todo suporte e dedicação de vocês comigo. Com certeza, muito das minhas conquistas pessoais e profissionais tem a marca de vocês. Aos meus irmãos Douglas e Priscila, e meus sobrinhos Léo, Lívia e Théo, amo vocês. Obrigado por existirem.

Estendo meus agradecimentos aos meus sogros Silvana e João Carlos (e também a pequena Lolita), que sempre me receberam como um filho em sua família.

À minha linda e amada Izabella, com quem optei por partilhar todos os meus dias, agradeço por você existir e fazer a minha vida mais feliz. Obrigado por todo suporte e compreensão ao longo desta jornada.

E por fim, agradeço de forma muito especial a minha filha Isadora, que chegou a poucos dias em nossas vidas e já trouxe tantas alegrias, surpresas e momentos inesquecíveis. Filha, papai ama você mais que tudo!!!

*“A mente que se abre a uma nova ideia jamais  
voltará ao seu tamanho original”*

***Albert Einstein***



## RESUMO

A análise estrutural de edificações pode ser uma tarefa bastante árdua devido à grande complexidade dos cálculos e da consideração de vários fatores envolvidos. É usual, principalmente no caso de estruturas ordinárias, a adoção de modelos simplificados, tendo como exemplo, o uso do Modelo de Apoios Indeslocáveis, o qual considera deslocamentos verticais e horizontais nulos nos elementos da fundação. No entanto, é inevitável que recalques ocorram, e sabe-se que eles alteram os esforços na superestrutura, de modo que a situação que melhor representa a realidade deveria levar em conta apoios deformáveis. O Modelo de Winkler considera os deslocamentos da fundação e, portanto, engloba os efeitos da Interação Solo-Estrutura (ISE). Neste modelo são adotados apoios elásticos fazendo-se o uso molas com rigidez proporcional a resistência oferecida pelo solo. O emprego da ISE na análise estrutural leva a uma redistribuição de esforços internos, que está relacionada, dentre outros parâmetros, com a rigidez da ligação entre os elementos do pórtico, como por exemplo a ligação fundação-superestrutura. Além disso, a consideração da ISE pode afetar as ocorrências de recalques na fundação, os deslocamentos horizontais na estrutural que, em última análise, podem representar alterações na estabilidade global do pórtico. Hoje, a utilização de *softwares* comerciais permite adotar os modelos com ISE de forma mais corriqueira. Assim, este trabalho tem como objetivo principal avaliar a influência da ISE na redistribuição de esforços internos (axiais e momentos fletores) e na estabilidade global. Para tanto, foram definidos pórticos planos com 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos assentados sobre fundação rasa do tipo sapata rígida. Os pórticos planos foram adotados como estrutura de nós fixos (coeficientes de estabilidade global  $\gamma$  menor que 1,10) em concreto armados. Foi avaliada ainda as influências de dois tipos de solos arenosos, com tensão admissível de 160 kN/m<sup>2</sup> e 400 kN/m<sup>2</sup>. Os pórticos planos em estudo tiveram a análise estrutural feita através do *software* comercial Eberick (AltoQi). A carga de vento e o coeficiente de estabilidade global tiveram seus valores validados com o auxílio de planilhas eletrônicas e do *software* Ftool. As definições dos coeficientes de mola e a determinação das dimensões das sapatas também foram feitas através do uso de planilhas eletrônicas. A aplicação da ISE envolveu um processo iterativo no qual faz-se a análise estrutural do modelo com apoios engastados, obteve-se os esforços na fundação e as dimensões das sapatas, calculou-se os coeficientes de mola e inseriu-os no modelo, agora com o uso de apoios elásticos. Como resultado da aplicação da ISE, foi encontrada uma redistribuição de esforços internos no tocante às reações de apoios e momentos fletores além do fato de gerar pequeno incremento nos deslocamentos horizontais no pórtico e, conseqüentemente, ligeira perda na estabilidade global. Este trabalho buscou dar maior embasamento e segurança aos engenheiros projetistas no que se refere à adoção da ISE no desenvolvimento de projetos estruturais.

**Palavras-Chave:** redistribuição de esforços; estabilidade global de edifícios, interação solo-estrutura.



## ABSTRACT

A structural analysis of buildings can be a very arduous task due to the great complexity of the calculations and the consideration of several factors involved. It is usual, especially in the case of ordinary structures, to adopt simplified models, taking as an example the use of the Rigid Support Model, which considers zero vertical and horizontal displacements in the foundation elements. However, it is inevitable that vertical displacements will occur, and it is known that they alter the efforts on the superstructure, so that the situation that best represents reality should consider deformable supports. The Winkler Model take into account the displacements of the foundation and, therefore, includes the effects of Soil-Structure Interaction (SSI). In this model, elastic supports are adopted, using springs with rigidity proportional to the resistance offered by the soil. The use of SSI in structural analysis leads to a redistribution of internal efforts, which is related, among other parameters, to the rigidity of the connection between the elements of the gantry, such as the foundation-superstructure connection. In addition, the SSI's consideration can affect the occurrences of settlements in the foundation, the horizontal displacements in the structural which, ultimately, can represent changes in the overall stability of the gantry. Today, the use of commercial software makes it possible to adopt SSI models more commonly. Thus, this work has as main objective to evaluate the influence of the SSI in the redistribution of internal efforts (axial and bending moments) and in the global stability. For this purpose, the gantry planes with 1, 2, 3, 4, 6 and 12 floors were defined based on the shallow foundation of the rigid footing type. The gantry planes were adopted as a fixed node structure (global stability coefficients  $\gamma_z$  less than 1.10) in reinforced concrete. It was also evaluated as influences of two types of sandy soils, with an allowable tension of 160 kN/m<sup>2</sup> and 400 kN/m<sup>2</sup>. The gantry planes under study were structurally analyzed using the commercial software Eberick (AltoQi). The wind load and the global stability coefficient had their values validated with the aid of electronic spreadsheets and the Ftool software. The definitions of the spring coefficients and the determination of the shoe dimensions were also made through the use of electronic spreadsheets. The application of the SSI involved an iterative process in which the structural analysis of the model is carried out with third gender supports, the efforts on the foundation and the shoe dimensions were obtained, the spring coefficients were calculated and inserted into the model, now with the use of elastic supports. As a result of the application of the SSI, a redistribution of internal efforts was found regarding the reactions of supports and bending moments, in addition to the fact that it generates a small increase in horizontal displacements in the gantry and, consequently, a slight loss in global stability. This work sought to give greater basement and security to the design engineers regarding the adoption of SSI in the development of structural projects.

**Keywords:** effort redistribution: overall building stability, soil-structure interaction





## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 - ASPECTOS GERAIS .....</b>	<b>1</b>
1.1 INTRODUÇÃO .....	1
1.2 OBJETIVOS .....	3
<b>1.2.1 Objetivo Geral .....</b>	<b>3</b>
<b>1.2.2 Objetivos Específicos.....</b>	<b>3</b>
1.3 JUSTIFICATIVA .....	4
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	5
<b>CAPÍTULO 2 - REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS .....</b>	<b>6</b>
2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL SEGUNDO A ABNT NBR 6118 (2014) .....	7
2.2 TIPOS DE LIGAÇÃO QUANTO A VALOR DA RIGIDEZ .....	8
<b>CAPÍTULO 3 - ESTABILIDADE GLOBAL DAS EDIFICAÇÕES .....</b>	<b>11</b>
3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS.....	11
<b>3.1.1 Cargas Atuantes na estrutura.....</b>	<b>11</b>
<b>3.1.2 Rigidez da estrutura .....</b>	<b>12</b>
<b>3.1.3 Importância da rigidez de ligação na estabilidade global .....</b>	<b>13</b>
3.2 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL .....	15
<b>3.2.1 Parâmetro de Instabilidade alfa (<math>\alpha</math>) .....</b>	<b>15</b>
<b>3.2.2 Coeficiente de estabilidade global <math>\gamma_z</math> .....</b>	<b>15</b>
3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL .....	18
<b>3.3.1 Análise de Estrutura de Nós Fixos (primeira ordem) .....</b>	<b>18</b>
<b>3.3.2 Análise de Estruturas de Nós Móveis (segunda ordem).....</b>	<b>18</b>
<b>CAPÍTULO 4 – CONSIDERAÇÕES IMPORTANTES SOBRE FUNDAÇÕES</b>	<b>20</b>
4.1 FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL EM OBRAS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	20
4.2 FUNDAÇÕES RASAS .....	21
<b>4.2.1 Sapata Rígida e Sapata Flexível .....</b>	<b>22</b>
4.3 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO.....	23
4.4 RECALQUES (h).....	25
<b>4.4.1 Métodos de estimativa de recalques.....</b>	<b>26</b>
<b>4.4.2 Recalque admissível.....</b>	<b>28</b>
4.5 CAPACIDADE DE CARGA E DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS ...	32
4.6 COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL ( $K_v$ ) .....	33

4.6.1 Determinação do Coeficiente de Reação Vertical a partir de Tabelas de Valores Típicos.....	34
4.6.2 Determinação do Coeficiente de Reação Vertical a partir Correlações .....	36
4.6.3 Determinação do Coeficiente de Reação Vertical a partir de Cálculo do Recalque da Fundação.....	38
4.6.4 Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal .....	39
4.6.5 Coeficientes de Mola a partir do $K_v$ .....	40
<b>CAPÍTULO 5 - A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....</b>	<b>41</b>
5.1 FATORES QUE INFLUENCIAM A ISE .....	43
5.1 MODELOS PARA A CONSIDERAÇÃO DA ISE .....	46
<b>5.1.1 Modelos de Apoios Indeslocáveis.....</b>	<b>47</b>
<b>5.1.2 Modelo de Winkler .....</b>	<b>47</b>
<b>5.1.3 Modelo do Meio Contínuo .....</b>	<b>49</b>
5.2 RESUMO DOS TRÊS MODELOS .....	51
<b>CAPÍTULO 6 - MÉTODO .....</b>	<b>52</b>
6.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....	52
<b>6.1.1 Pórtico Plano.....</b>	<b>52</b>
<b>6.1.2 Seção dos elementos do Pórtico Plano .....</b>	<b>52</b>
<b>6.1.3 Número de pavimentos .....</b>	<b>52</b>
<b>6.1.4 Critérios adotados .....</b>	<b>53</b>
6.2 CARGAS ATUANTES.....	53
<b>6.2.1 Carregamento Vertical.....</b>	<b>53</b>
<b>6.2.2 Carregamento Horizontal .....</b>	<b>54</b>
<b>6.2.3 Combinação de ações atuantes .....</b>	<b>58</b>
<b>6.2.4 Análise estrutural.....</b>	<b>60</b>
6.3 DIMENSIONAMENTO DA SAPATAS.....	60
<b>6.3.1 Excentricidade dos esforços aplicados nas sapatas .....</b>	<b>61</b>
<b>6.3.2 Tensão aplicada no solo .....</b>	<b>62</b>
<b>6.3.3 Coeficiente majorador da carga vertical.....</b>	<b>63</b>
<b>6.3.4 Determinação das dimensões das sapatas isoladas.....</b>	<b>63</b>
6.4 APLICAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA .....	65
<b>6.4.1 Solos adotado .....</b>	<b>65</b>
<b>6.4.2 Definição do coeficiente de reação vertical do solo.....</b>	<b>65</b>
<b>6.4.3 Determinação dos coeficientes de mola.....</b>	<b>66</b>

6.4.4 Vínculos adotados na fundação e inserção dos coeficientes de mola no <i>software</i> Eberick .....	67
6.4.5 Processo iterativo de aplicação da ISE .....	67
6.4.6 Exemplo numérico da consideração da ISE.....	68
6.5 CÁLCULO DOS RECALQUES .....	70
6.6 COEFICIENTE DE ESTABILIDADE GLOBAL .....	71
6.7 OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E ESFORÇOS INTERNOS ATUANTES .....	72
6.8 RESUMO DOS MODELOS.....	73
<b>CAPÍTULO 7 - RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>74</b>
7.1 REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO.....	74
7.1.1 Esforços Normais na Fundação .....	74
7.1.2 Momento Fletor na Fundação .....	79
7.1.3 Momentos Fletores no Pilares .....	86
7.1.4 Deslocamento verticais (recalques).....	93
7.1.5 Deslocamentos Horizontais .....	97
7.1.6 Estabilidade Global.....	99
7.1.8 Flexibilização da ligação viga-pilar (nós semirrígidos).....	100
<b>CAPÍTULO 8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>107</b>
8.1 CONCLUSÕES.....	107
8.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	108
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>109</b>
<b>REFERÊNCIAS COMPLEMENTARES .....</b>	<b>113</b>
<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>114</b>
<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>115</b>
<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>116</b>
<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>117</b>
<b>APÊNDICE E .....</b>	<b>118</b>
<b>APÊNDICE F .....</b>	<b>120</b>
<b>APÊNDICE G .....</b>	<b>129</b>
<b>APÊNDICE H .....</b>	<b>130</b>
<b>APÊNDICE I.....</b>	<b>131</b>
<b>APÊNDICE J.....</b>	<b>132</b>
<b>APÊNDICE K.....</b>	<b>133</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1: Classificação das ligações consoantes a sua rigidez. ....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 2: Representação dos esforços solicitantes de momento fletor decorrente carga distribuída em viga com nós rígidos, semi rígidos e articulados. ....</b>	<b>10</b>
<b>Figura 3: Influência das ligações semirrígidas no comportamento global. ....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 4: Momentos fletores em um pilar do pórtico considerando-o com nós rígidos e nós flexíveis.....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 5: Algumas situações onde não é recomendável aplicar o coeficiente <math>\gamma_z</math>.....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 6: Dimensões da sapata.....</b>	<b>22</b>
<b>Figura 7: Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada. ....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 8: Distorções angulares e danos associados.....</b>	<b>31</b>
<b>Figura 9: Exemplificação do cálculo do valor médio do SPT dentro do bulbo de pressões gerado pelo carregamento centrado aplicado em sapata.....</b>	<b>36</b>
<b>Figura 10: Seis graus de liberdade para movimento (translação e rotação) de uma sapata. ....</b>	<b>40</b>
<b>Figura 11: Componentes de uma edificação (superestrutura e subestrutura) assentadas em solo de fundação. ....</b>	<b>42</b>
<b>Figura 12: Influência da construção nos recalques. ....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 13: Modelo de Winkler ('a'-'c') e Modelo do Meio Contínuo ('d' meio elástico e 'e' meio elastoplástico).....</b>	<b>45</b>
<b>Figura 14: Problema real e modelos de cálculo tradicional e considerando a ISE. ....</b>	<b>46</b>
<b>Figura 15: Modelo de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas.....</b>	<b>48</b>
<b>Figura 16: Comparação do Método de Winkler e do Meio contínuo.....</b>	<b>50</b>
<b>Figura 17: Vista em plana do Pórtico Plano.....</b>	<b>52</b>
<b>Figura 18: Exemplos dos pórticos planos estudados (modelo de referência com apoios engastados). ....</b>	<b>53</b>

<b>Figura 19: Carga vertical total de 40 kN/m aplicada nas vigas do pórtico plano.....</b>	<b>54</b>
<b>Figura 20: Valores numéricos das cargas de vento atuantes nos pórticos planos.....</b>	<b>59</b>
<b>Figura 21: Pórtico plano com aplicação das cargas conforme combinação de ações.....</b>	<b>59</b>
<b>Figura 22: Sapata isolada sob ação excêntrica em uma direção.....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 23: Ponto de aplicação da força dentro do núcleo central de inércia.....</b>	<b>61</b>
<b>Figura 24: Notação das dimensões e ações aplicadas na sapata. ....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 25: Exemplo de pórtico unifilar de 2 pavimentos com os diagramas de momento fletor (topo e base) dos pilares.....</b>	<b>72</b>
<b>Figura 26: Esforços Axiais (kN) nas sapatas 1, 2, 3, 4 e 5 nas estruturas porticadas de 1 e 2 pavimentos. ....</b>	<b>75</b>
<b>Figura 27: Esforços Axiais (kN) nas sapatas 1, 2, 3, 4 e 5 nas estruturas porticadas de 3 e 4 pavimentos. ....</b>	<b>76</b>
<b>Figura 28: Esforços Axiais (kN) nas sapatas 1, 2, 3, 4 e 5 nas estruturas porticadas de 6 e 12 pavimentos. ....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 29: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 12 pavimentos. ....</b>	<b>80</b>
<b>Figura 30: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 6 pavimentos. ....</b>	<b>81</b>
<b>Figura 31: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 4 pavimentos. ....</b>	<b>82</b>
<b>Figura 32: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 3 pavimentos. ....</b>	<b>83</b>
<b>Figura 33: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 2 pavimentos. ....</b>	<b>84</b>
<b>Figura 34: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 1 pavimento. ....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 35: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 12 pavimentos. ....</b>	<b>87</b>
<b>Figura 36: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 6 pavimentos. ....</b>	<b>88</b>

<b>Figura 37: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 4 pavimentos. ....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 38: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 3 pavimentos. ....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 39: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 2 pavimentos. ....</b>	<b>91</b>
<b>Figura 40: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 1 pavimento. ....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 41: Deslocamento vertical (recalque) (mm) na fundação nos pórticos planos de 1 e 2 pavimentos.....</b>	<b>94</b>
<b>Figura 42: Deslocamento vertical (recalque) (mm) na fundação nos pórticos planos de 3 e 4 pavimentos.....</b>	<b>95</b>
<b>Figura 43: Deslocamento vertical (recalque) (mm) na fundação nos pórticos planos de 6 e 12 pavimentos.....</b>	<b>96</b>
<b>Figura 44: Deslocamento horizontal (cm) nos pórticos planos com 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos. ....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 45: Coeficiente de Estabilidade Global (<math>\gamma_z</math>) para os pórticos planos de 4, 6 e 12 pavimentos. ....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 46: Esforços Axiais (kN) nas sapatas nas estruturas porticada de 12 pavimentos com nós rígidos e semirrígidos. ....</b>	<b>102</b>
<b>Figura 47: Esforços Momento Fletor (kN.m) nas sapatas nas estruturas porticada de 12 pavimentos com nós rígidos e semirrígidos. ....</b>	<b>103</b>
<b>Figura 48: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 12 pavimentos com nós (viga-pilar) rígidos ou semirrígidos.....</b>	<b>104</b>
<b>Figura 49: Deslocamento horizontal (cm) nos pórticos planos com 12 pavimentos com nós rígidos ou semirrígidos.....</b>	<b>105</b>
<b>Figura 50: Coeficiente de Estabilidade Global (<math>\gamma_z</math>) para os pórticos planos 12 pavimentos com nós rígidos ou semirrígidos.....</b>	<b>106</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fundações superficiais - Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão .....	21
Tabela 2: Correlação entre $N_{SPT}$ e a tensão admissível de solos granulares .....	23
Tabela 3: Correlação entre $N_{SPT}$ e a tensão admissível de solos coesivos	23
Tabela 4: Correlação entre tensão admissível e o valor $N_{SPT}$ .....	24
Tabela 5: Tensões básicas da sugeridas pela ABNT NBR 6122 (1996) .....	27
Tabela 6: Métodos de previsão de recalques fundamentados no ensaio SPT .....	29
Tabela 7: Valores de $K_{s1}$ em $kN/m^3$ .....	34
Tabela 8: Valores do coeficiente de reação vertical ( $K_v$ ) em função do tipo de solo.....	35
Tabela 9: Correlação entre tensão admissível do solo e os valores de $K_v$	37
Tabela 10: Resumo dos três modelos .....	51
Tabela 11: Força de arrasto do vento calculadas através de planilhas eletrônicas .....	58
Tabela 12: Resumo das características dos solos adotados .....	65
Tabela 13: Parâmetros do pórtico plano de 4 pavimentos (vinculo engastado) .....	69
Tabela 14: Parâmetros do pórtico plano de 4 pavimentos (vinculo elástico – 1ª iteração) .....	69
Tabela 15: Parâmetros do pórtico plano de 4 pavimentos (vinculo elástico – 2ª iteração) .....	69
Tabela 16: Resumos dos modelos de pórtico plano estudados .....	73
Tabela 17: Dimensões finais das sapatas .....	114
Tabela 18: Coeficientes de molas finais.....	115
Tabela 19: Cargas axiais aplicadas na fundação .....	116
Tabela 20: Valores dos momentos fletores aplicados na fundação .....	117

<b>Tabela 21: Momentos fletores de topo e base no primeiro tramo do pilar</b> .....	<b>118</b>
<b>Tabela 22: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 1 pavimento.....</b>	<b>120</b>
<b>Tabela 23: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 2 pavimentos.....</b>	<b>121</b>
<b>Tabela 24: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 3 pavimentos.....</b>	<b>122</b>
<b>Tabela 25: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 4 pavimentos.....</b>	<b>123</b>
<b>Tabela 26: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 6 pavimentos.....</b>	<b>124</b>
<b>Tabela 27: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 12 pavimentos com nós rígidos na ligação viga-pilar..</b>	<b>125</b>
<b>Tabela 28: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 12 pavimentos com nós semirrígidos na ligação viga-pilar.....</b>	<b>127</b>
<b>Tabela 29: Deslocamentos verticais (valores) .....</b>	<b>129</b>
<b>Tabela 30: Deslocamentos horizontais (valores) .....</b>	<b>130</b>
<b>Tabela 31: Valores do coeficiente de estabilidade global (<math>\gamma_z</math>) .....</b>	<b>131</b>
<b>Tabela 32: Reação de apoio (carga axial) no modelo de 12 pavimentos com os nós da ligação viga-pilar rígidos e semirrígidos.....</b>	<b>132</b>
<b>Tabela 33: Reação de apoio (momento fletor) no modelo de 12 pavimentos com os nós da ligação viga-pilar rígidos e semirrígidos.....</b>	<b>133</b>



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

**A** – maior dimensão da sapata

**A<sub>e</sub>** – área frontal efetiva

**a<sub>p</sub>** – maior dimensão do pilar

**B** – menor dimensão da sapata

**b<sub>p</sub>** – menor dimensão do pilar

**C<sub>a</sub>** – coeficiente de arrasto

**e** – excentricidade gerada pelo momento fletor

**E<sub>ci</sub>** – módulo de elasticidade inicial do concreto armado

**E<sub>cs</sub>** – módulo de elasticidade secante do concreto armado

**F<sub>a</sub>** – força de arrasto

**f<sub>ck</sub>** – resistência característica a compressão do concreto

**FS** – fator de segurança aplicado a fundações

**G<sub>2</sub>** – carga permanente “adicional”

**h** – recalque elástico ou imediato

**h<sub>máx</sub>** – limite superior do recalque na fundação

**h<sub>provável</sub>** – recalque provável da fundação

**k<sub>mh</sub>** – coeficiente de mola horizontal

**k<sub>mv</sub>** – coeficiente de mola vertical

**k<sub>mθ,y</sub>** – coeficiente de mola de rotação em torno do eixo “y”

**k<sub>maj</sub>** – coeficiente de majoração da carga axial N<sub>k</sub> (adimensional)

**K<sub>s1</sub>** – coeficiente de reação vertical obtido no ensaio de placa para uma placa

**K<sub>v</sub>** – coeficiente de reação vertical

**kN** – quilonewtons

**I<sub>y</sub>** – momento de inércia em torno do eixo “y”

**M** – momento fletor

**MPa – Mega Pascal**

**$N_{SPT}$  – número SPT**

**$N_k$  – carga axial descarregada pela estrutura**

**Q – carga accidental**

**q – Pressão dinâmica ou pressão de obstrução do vento**

**$S_1$  – fator topográfico**

**$S_2$  – fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno**

**$S_3$  – fator estatístico**

**$S_{sap}$  – área mínima da base da sapata para atender a tensão admissível do solo sem a consideração do momento fletor atuante**

**$\nu$  – coeficiente de Poisson do solo (adimensional)**

**$V_0$  – velocidade básica do vento**

**$V_1$  – carga de vento (esquerda para direita)**

**$V_k$  – velocidade característica do vento**

**$\sigma$  – pressão de contato solo fundação ou tensão aplicada na base da sapata**

**$\sigma_{adm}$  – tensão de trabalho ou tensão admissível do solo**

**$\sigma_{m\acute{a}x}$  – tensão máxima aplicada no solo**

**$\sigma_{m\acute{i}n}$  – tensão mínima aplicada no solo**

**$\sigma_{ult}$  – tensão de ruptura do solo ou tensão última**

**$\gamma_z$  – coeficiente de estabilidade global gama-z**

## CAPÍTULO 1 - ASPECTOS GERAIS

### 1.1 INTRODUÇÃO

Diversos fatores que influenciam diretamente no comportamento da estrutura foram sendo tratados ao longo do tempo como simplificações em vista da grande complexidade dos cálculos envolvidos. Com o advento dos recursos computacionais, situações de cálculos ou modelagem de problemas que antes eram inviáveis em função da elevada complexidade, hoje podem ser facilmente superadas pela abordagem computacional.

A Redistribuição de Esforços é um fenômeno de natureza complexa e que envolve a transferência de esforços solicitantes internos entre elementos ligados bem como o remanejamento de esforços de regiões “fragilizadas” para regiões de maior rigidez e está intimamente relacionada com o tipo de ligação entre os elementos constituintes do pórtico. Pode-se classificá-las em: (i) articulações, (ii) semirrígidas e (iii) rígidas, sendo que, o grau de restrição da ligação irá impactar diretamente na redistribuição de esforços (OLIVEIRA, 2011). Desse modo, ligações articuladas não permitem a redistribuição de esforços interno enquanto que ligações perfeitamente rígidas perfazem a transferência de 100% desses esforços internos (MONCAYO, 2011). A situação intermediária, ligação semirrígida, reflete justamente a transferência parcial dos esforços internos, de acordo com o grau de rigidez da ligação (OLIVEIRA, 2011).

Uma redistribuição de esforços excessiva pode prejudicar o desempenho da estabilidade global da edificação e significar em um incremento nos esforços de segunda ordem. Ao longo deste trabalho, serão abordados os parâmetros de avaliação da estabilidade global da edificação, como o coeficiente de estabilidade  $\gamma_z$ , de grande relevância para determinação das estruturas como de nós fixos ou de nós móveis e, portanto, da consideração ou não dos efeitos de segunda ordem no cálculo estrutural. O coeficiente  $\gamma_z$ , introduzido por Franco e Vasconcelos (1991) consiste em uma análise linear que considera de forma aproximada os efeitos da não linearidade geométrica (MONCAYO, 2001). No entanto, não faz parte do escopo do presente trabalho estudar estruturas de nós móveis.

A Interação Solo-Estrutura é um procedimento que pode ser utilizado na análise estrutural no qual faz a consideração dos deslocamentos ocorridos nos apoios (na fundação) e que, de modo geral, irão afetar toda a estrutura levando a alterações nos padrões de esforços internos. De modo geral, são dois os principais modelos que simulam a ISE: (i) Modelos de Winkler e o (ii) Modelo do Meio Contínuo (VELLOSO, LOPES, 2011). O primeiro modelo, de abordagem mais simples, considera a utilização de coeficientes de mola, característicos para o solo de assentamento, aplicados nos elementos de fundação. A análise é usualmente iterativa, com bons resultados práticos. A ISE pelo Método de Winkler faz uso do coeficiente de reação vertical ( $K_v$ ) parâmetro que representa a rigidez imposta pelo solo ao ser mobilizado por uma tensão aplicada (MENDES, 2016). O Modelo do Meio Contínuo supera algumas das limitações existentes no Modelo de Winkler e é capaz de representar melhor a condição real da estrutura. No entanto, faz uso de ferramentas numéricas na modelagem do problema, que torna o processo ainda mais complexo, de modo que o seu uso para fins de projetos ordinários é ainda limitado.

O *software* comercial de análise estrutural Eberick (AltoQi), dentre outros, possui uma ferramenta específica para modelagem da ISE e será utilizado neste trabalho. Para tanto, foram adotados pórticos planos com números distintos de pavimentos, em fundação rasa do tipo sapata e assentados sobre dois solos distintos (com tensão admissível de  $160 \text{ kN/m}^2$  e  $400 \text{ kN/m}^2$ ). O coeficiente de reação vertical, crucial para a determinação dos coeficientes de mola nos apoios elásticos, foram obtidos através da Tabela de Correlação proposta por Morrison (1993). Os coeficientes de mola levam em consideração ainda as dimensões das sapatas, sendo que tais dimensões foram determinadas a cada iteração até o momento em que ocorre a convergência dos valores dos esforços na fundação (e também das dimensões das sapatas). Fez-se ainda uso de planilhas eletrônicas para o dimensionamento das sapatas, definição dos coeficientes de mola, cálculo da força devida ao vento e definição do coeficiente  $\gamma_z$ . O *software* Ftool foi utilizado como suporte para fazer verificações e validações dos dados obtidos a partir do Eberick. Além disso, este estudo ficou restrito a avaliação dos esforços internos nos elementos do pórtico plano, sem realizar o dimensionamento ao ELU dos elementos estruturais. A estabilidade global da estrutura foi aferida através do coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$ . Acerca dos

recalques, estes foram aferidos neste trabalho como forma de averiguar a influência do emprego da ISE.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar a influência da ISE na redistribuição de esforços internos (axiais e momentos fletores) e na estabilidade global de pórticos planos, tendo em vista a consideração de dois solos arenosos com diferentes graus de compactidade.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Dentre os objetivos específicos estão:

- Fazer um estudo da ISE em pórticos planos com base no Modelo de Winkler com modelagem de dois solos distintos e avaliar a influência da ISE na redistribuição de esforços internos e na estabilidade global.
- Proceder a comparação entre os modelos estudados tendo em vista a escolha do pórtico plano, do tipo de solo e da consideração da ISE.
- Proceder a análise estrutural utilizando o software Eberick, bem como o dimensionamento das sapatas e definição dos apoios elásticos através de planilhas eletrônicas.
- Validar os valores aferidos da Força de Arrasto do vento e do coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$  obtidos a partir do software Eberick, comparando-os com os valores encontrados através de cálculos manuais com auxílio de planilhas eletrônicas e do software Ftool.
- Avaliar a influência do emprego da ISE na ocorrência dos deslocamentos verticais (recalques na fundação) e horizontais (no pórtico).
- Estudar a influência dos parâmetros supracitados como forma de dar melhores subsídios aos engenheiros projetistas e aprimorar a tomada de decisões relacionadas a critérios de projeto.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

Em projetos ordinários, usualmente adota-se o Modelo de Apoios Indeslocáveis na análise estrutural da edificação devido à simplicidade dos cálculos. Esse método de análise tem por premissa a inexistência de deslocamentos nos apoios da superestrutura (sem recalques da fundação), condição esta que não condiz com a realidade. Dessa forma, por exemplo, duas estruturas idênticas, submetidas às mesmas ações externas, apresentariam os mesmos esforços solicitantes independentemente do maciço de solo sobre o qual estão assentadas. Porém, as características do solo para cada uma das situações podem divergir enormemente, de modo que a consideração dos efeitos da ISE possui relativa importância, pois ao adotar-se o emprego da ISE, a estrutura passará a apresentar um padrão de esforços interno distinto, devido ao fenômeno da redistribuição de esforços.

No entanto, por muitos anos, a complexidade dos cálculos envolvidos com o emprego da ISE foram um fator limitante, pois não se justificava a realização destes cálculos para projetos usuais, visto que a grande maioria das obras entregues projetadas considerando o Método dos Apoios Indeslocáveis atendia aos critérios de segurança. Atualmente, devido à oferta de recursos computacionais, pode-se determinar os valores dos esforços nos elementos estruturais de maneira muito mais rápida e precisa, considerando tais efeitos antes tratados como simplificações ou apenas ignorados. Assim, com este trabalho pretende-se dar melhor subsídios na elaboração de projetos no que se refere à análise estrutural e estimativa dos esforços na estrutura.

Em resumo, pretende-se dar mais subsídios aos engenheiros na inclusão da ISE nas análises correntes, rompendo a barreira do trivial, que seria utilizar modelos com apoios indeslocáveis. Nesse sentido, o presente estudo se justifica de modo a ampliar os conhecimentos destas temáticas com a finalidade de fornecer maior embasamento aos engenheiros projetista, adequando os seus projetos com critérios mais rigorosos, visando alcançar economia, eficiência, segurança e conforto nas estruturas, premissas fundamentais dentro do conceito de engenharia.

## 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente Trabalho de Conclusão de Curso está estruturado em sete capítulos principais.

O Capítulo 1 tratou de forma introdutória e genérica as três grandes vertentes de temas que serão abordados neste trabalho: (i) a redistribuição de esforços, (ii) estabilidade global das edificações e (iii) a consideração da interação solo-estrutura. Ademais, este capítulo serviu ainda para apresentar os objetivos do trabalho bem com a sua justificativa de realização.

O Capítulo 2 aborda especificamente o tema Redistribuição de Esforços. Nesse intento, serão detalhados os tipos de ligação (se articulada, semirrígida ou rígida) em função do seu grau de rigidez. Este capítulo irá abordar de forma sucinta a influência da redistribuição de esforços na consideração da estabilidade global da edificação.

O Capítulo 3 trata especificamente do tema Estabilidade Global das Edificações e aborda os principais fatores que a afetam, como as cargas atuantes e a rigidez da estrutura. Serão apresentando parâmetros objetivos para mensurar a estabilidade das edificações, dentre eles o coeficiente  $\gamma_z$ , o qual serve para classificá-las em estruturas de nós fixos e de nós móveis.

O Capítulo 4 faz uma abordagem inicial sobre alguns dos principais conceitos aplicados a engenharia geotécnica e de fundações, em especial às fundações rasas do tipo sapata. Serão apresentados métodos para a estimativa de recalques e a obtenção do coeficiente de reação vertical, parâmetro de fundamental importância na definição dos apoios elásticos.

O Capítulo 5 trata de forma mais aprofundada do tema Interação Solo-Estrutura e trata da sua influência na redistribuição de esforços na estrutura. São apresentados ainda dois modelos de estudo da Interação Solo-Estrutura: o Modelos de Winkler e o Modelos do Meio Contínuo.

O Capítulo 6 traz o método de estudo aplicado no presente Trabalho de Conclusão de Curso. O Capítulo 7 aborda os resultados obtidos neste estudo, sua análise e discussão com outros resultados relatados na literatura.

## CAPÍTULO 2 - REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

Acerca do evento de redistribuição de esforços internos, Immich, Klamt e Silva (2016) comentam:

Os elementos constituintes da estrutura de uma edificação estão constantemente submetidos a carregamentos que geram tensões internas na estrutura. Quando ocorrem movimentações em determinadas regiões, essas tensões tendem-se a deslocar e encontrar um ponto de equilíbrio. Quando considerada a ISE essas tensões inicialmente se redistribuirão nas fundações e conseqüentemente reorganizarão os esforços nos demais elementos superiores, como por exemplo, vigas e pilares. A importância de considerar os efeitos da redistribuição de carga nos elementos da estrutura foi relatada por Gusmão (1990), onde o autor justifica que quando essa redistribuição acontecer de forma considerável pode ocorrer danos na superestrutura, entre eles, fissuras e esmagamento de pilares. Isso pode servir como uma grande ferramenta para garantir o desempenho estrutural da edificação (IMMICH, KLAMT, SILVA, 2016).

Diversas pesquisas têm demonstrado que a adoção de apoios elásticos (hipótese de solo deformável) por meio da ISE conduz a esforços totalmente diferentes daqueles calculados considerando a fundação assentada sobre apoios fixos. Gusmão Filho (1995), por exemplo, ao monitor recalques de edifícios sobre fundações rasas, encontrou diferenças em torno de 30% no esforço normal dos pilares periféricos. Reis (2000) ao analisar três edifícios de 12 pavimentos, simulou a distribuição dos esforços ao longo do tempo e concluiu que essa diferença que essa diferença variava de 25% nos andares inferiores e 15 % nos andares superiores. Já Holanda Junior e colaboradores (1999), por meio da aplicação de ações verticais a dois edifícios sobre fundação rasa, concluíram que os pilares com maiores recalques tendem a ceder parte de suas cargas para os pilares vizinhos com menores recalques. Apesar disso, as reações de apoio não sofreram mudanças significativas, observando-se uma diferença máxima de 7,5%. Em contrapartida, foram observadas mudanças significativas nos momentos fletores dos pilares.

O tema ISE e seus impactos na redistribuição de esforço na estrutura serão melhor abordados no Capítulo 5 deste trabalho.



## 2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL SEGUNDO A ABNT NBR 6118 (2014)

Sobre a análise estrutural Immich, Klamt e Silva (2016) dissertam:

Ao aplicar cargas em uma estrutura pode-se causar deformações à mesma. Essas deformações produzem inúmeras forças nos elementos que compõem a estrutura. A quantificação dessas forças e deformações é denominada de análise estrutural [...]. A análise estrutural é uma peça chave dentro do projeto estrutural, onde o mesmo inclui a disposição e o dimensionamento das estruturas, bem como das partes de forma que tem por objetivo suportar as cargas às quais possam estar sujeitas. Apesar de analisar e prever de que maneira a estrutura tende a se comportar, um projeto estrutural é apenas uma das etapas de um projeto dentre outras que estão inter-relacionadas. [...] a análise estrutural também tem como função, prever o comportamento da estrutura, para isso são utilizadas teorias físicas e matemáticas provenientes da formalização da engenharia estrutural como ciência (IMMICH, KLAMT, SILVA; 2016).

A análise estrutural é uma das partes mais importantes no projeto de edifícios e é absolutamente fundamental para garantir os preceitos da engenharia, ou seja, economia, segurança e conforto. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) a análise estrutural visa determinar os efeitos das ações em uma estrutura, estabelecendo as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço.

A ABNT NBR 6118 (2014) determina que, para situações de projeto, a análise estrutural pode ser efetuada por um dos cinco métodos, os quais se diferenciam pelo comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura, não perdendo de vista em cada caso as limitações correspondentes". Os métodos de análise estrutural elencados nesta norma são: (i) análise linear; (ii) análise linear com redistribuição; (iii) análise plástica, (iv) análise não linear e (v) análise através de modelos físicos. No escopo deste trabalho será abordado apenas o método de análise estrutural linear. Para tanto, a ABNT NBR 6118 (2014, pg.85) define a análise linear como:

Admite-se comportamento elástico-linear para os materiais. Na análise global, as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais. Em análises locais para cálculo dos deslocamentos, na eventualidade da fissuração, esta deve ser considerada. Os valores para o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson devem ser adotados de acordo com o apresentado em 8.2.8 e 8.2.9, devendo, em princípio, ser considerado

o módulo de elasticidade secante  $E_{cs}$ . Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados limites de serviço. Os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado-limite último, mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças.

A análise estrutural pelo método linear convencional tem por premissa um comportamento elástico-linear do material, o concreto armado. No entanto, este método é bastante simplista e não condizente com a realidade. Por exemplo, ao utilizar-se o método linear ignora-se completamente os efeitos da fissuração do concreto e a consequente perda da rigidez do elemento estrutural. De acordo com Prado e Giongo (1997 apud FONTES; PINHEIRO, 2005) o efeito da fissuração do concreto pode diminuir de 20 a 70% a rigidez à flexão da seção de concreto, valor esse que dependerá da taxa de armadura do elemento.

## 2.2 TIPOS DE LIGAÇÃO QUANTO A VALOR DA RIGIDEZ

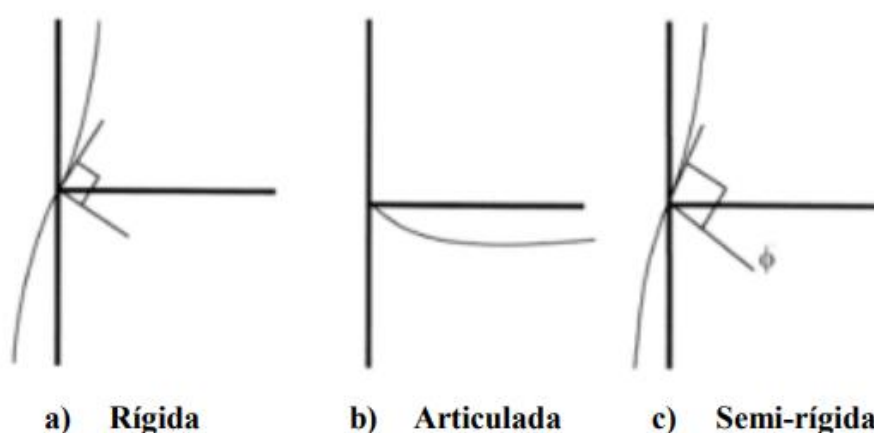
De acordo com Neves (2016, p.19):

[...] as ligações são regiões de comportamento complexo e exigem conhecimento de seu comportamento, pois estão diretamente relacionadas à redistribuição de esforços da estrutura, de maneira que os elementos estruturais interajam entre si, formando um sistema estrutural.

A rigidez de uma ligação representa a sua capacidade de impedir a rotação relativa entre as peças conectadas. Dessa forma, de acordo com Oliveira (2011) pode-se classificar as ligações quanto ao seu grau de rigidez em três tipos: (i) ligação rígida, (ii) ligação flexível ou articulada e (iii) ligação semirrígida

A ligação é dita rígida (Figura 1a) quando é garantida a continuidade da estrutura e as rotações relativas entre os membros ligados são restritos ao máximo de modo a admitir que o ângulo entre os elementos ligados permanece praticamente constante durante o carregamento (OLIVEIRA, 2011). A ligação é considerada articulada quando as rotações relativas entre os membros ligados não são restringidas de modo que a ligação estará sujeita apenas a esforços cortantes (OLIVEIRA, 2011). Na situação de ligação articulada, é admitido o comportamento de uma rótula na ligação e, portanto, não há transferência de momentos fletores entre os elementos ligados (Figura 1b).

Na prática, em estruturas de concreto armado convencionais dificilmente ocorrem ligações perfeitamente rígidas ou perfeitamente articuladas, ou seja, ambas as condições definidas acima são puramente teóricas. Nesse contexto, surge o conceito de ligação semirrígida a qual pode ser considerada quando a rotação entre os elementos ligados é restringida parcialmente, ou seja, uma situação intermediária entre rótula e engaste perfeito. Nas ligações semirrígidas há transferência parcial (nem zero e nem máximo) dos momentos fletores entre as peças unidas (Figura 1c) (OLIVEIRA, 2011).



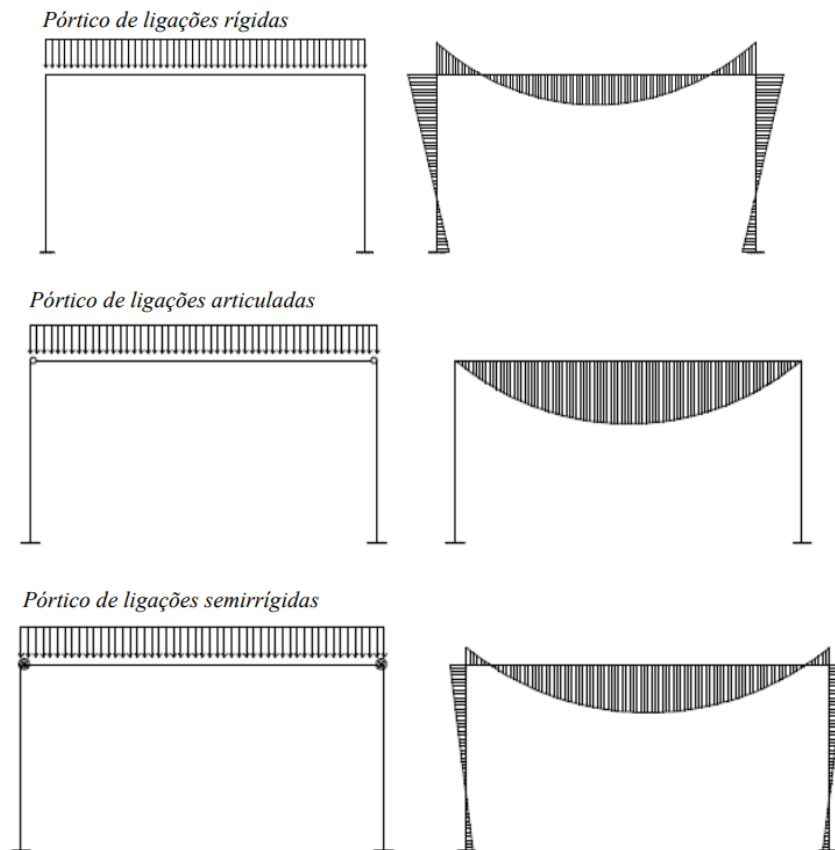
**Figura 1: Classificação das ligações consoantes a sua rigidez.**  
Fonte: OLIVEIRA (2011).

Sobre o tema ligação, Oliveira (2011, p. 3) argumenta ainda que:

Se as ligações forem tratadas como rígidas ou articuladas, poderá haver a necessidade de se sobredimensionar os elementos ligados. Daí a necessidade de se estudar melhor o comportamento das ligações para que estas possam ser tratadas de uma forma mais próxima da realidade.

Utilizando o exemplo de uma ligação rígida numa viga biengastada, o momento fletor decorrente da viga é transferido aos pilares, sendo estes solicitados à flexão. Nas ligações propriamente ditas, ocorrem momentos negativos, porém no centro do vão o momento fletor positivo não é tão grande (Figura 2). No outro extremo, no caso de uma ligação articulada em uma viga biapoiada, o momento fletor decorrente da viga não é transferido aos pilares, de modo que estes não estão submetidos à flexão. Nas ligações propriamente ditas,

os momentos fletores são iguais a zero, porém no centro do vão o momento fletor positivo é mais proeminente (Figura 2). A situação intermediária da ligação semirrígida reflete justamente a diminuição da transferência do momento aos pilares sem que, por outro lado, resulte em momentos positivos excessivos no centro do vão (Figura 2).



**Figura 2: Representação dos esforços solicitantes de momento fletor decorrente carga distribuída em viga com nós rígidos, semi rígidos e articulados.**  
Fonte: NEVES (2016)

A transferência de cargas ou redistribuição de esforços internos é um fenômeno multifatorial e de natureza complexa o qual será tratado ao longo deste trabalho com enfoque nos efeitos da ISE.

## **CAPÍTULO 3 - ESTABILIDADE GLOBAL DAS EDIFICAÇÕES**

Moncayo (2011, p.23) destaca que “A verificação da estabilidade global é um requisito importante na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, e visa garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade [...]”. Assim, a ABNT NBR 6118 (2014, p.204) exige que “Em toda a estrutura deve ser verificada a estabilidade global.”. Essa verificação pode ser realizada através de coeficientes de estabilidade global.

### **3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS**

A estabilidade global de um edifício pode ser influenciada por diversos fatores, no entanto alguns deles são mais significativos, enquanto outros são perfeitamente desprezíveis (KIMURA, 2007). Dentre aqueles que apresentam alta relevância, pode-se citar: (i) as cargas atuantes na estrutura e (ii) a rigidez dos elementos que compõem a estrutura.

#### **3.1.1 Cargas Atuantes na estrutura**

Em relação às cargas atuantes na estrutura, a ABNT NBR 6118 (2014, p.56) traz:

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

Tais ações são classificadas de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), em permanentes, variáveis e excepcionais.

Em relação às cargas verticais, a sua magnitude influencia diretamente na estabilidade da estrutura (KIMURA, 2007). Esta premissa poderá ser verificada quando da análise do coeficiente  $\gamma_z$ , pois, quando o valor da carga vertical é aumentado, o valor de  $\gamma_z$  aumenta conjuntamente. O tema coeficiente  $\gamma_z$  será apresentado ao longo deste capítulo. Tem-se como exemplo de cargas verticais, o peso próprio da estrutura e a sobrecarga acidental decorrente do uso e ocupação da edificação definidas pela ABNT NBR 6120 (2019) - Ações para o

cálculo de estruturas de edificações. Em relação às cargas horizontais, a ação do vento é aquela que apresenta a principal prevalência em edificações usuais, como os edifícios, sendo normatizada a sua influência e aplicação na estrutura através da ABNT NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações.

### **3.1.2 Rigidez da estrutura**

A rigidez de uma estrutura tem influência direta na estabilidade global das edificações. Sabe-se que a rigidez de uma estrutura possui relação inversamente proporcional aos deslocamentos (deformações) decorrentes de cargas nela aplicadas, ou seja, quanto maior for a rigidez da estrutura, maior estabilidade global a mesma terá.

Cabe aqui fazer duas considerações importantes no tema de rigidez estrutural: (i) a configuração espacial da edificação e (ii) o comportamento do concreto armado como material construtivo.

Em relação ao primeiro item, na prática, os projetos de engenharia buscam estabelecer configurações espaciais que garantam maior estabilidade às edificações. Nesse contexto, Fusco (1981, apud RIEMKE, 2015) defende a ideia da aplicação de (i) um sistema de pórticos múltiplos, (ii) de um conjunto de pilares paredes de grande inércia ou ainda (iii) de uma combinação de ambas as estratégias. Moncayo (2011, p. 77) acompanha o exposto no trabalho de Fusco e, sobre as duas disposições construtivas que incrementam consideravelmente a rigidez e estabilidade global das estruturas, acrescenta que:

Para que se garanta a estabilidade global de uma edificação, é essencial que se formem pórticos pela união de vigas e pilares em direções ortogonais.

Além dos pórticos, outra possibilidade consiste na utilização também de núcleos, ou seja, pilares-parede de grandes dimensões, em geral em formato de "U", junto a escadas e elevadores, pois eles possuem grande rigidez à flexão e contribuem de maneira significativa. [...]

Em relação aos tipos de elementos que constituem uma edificação, Kimura (2007) aponta que os pilares e as vigas são os elementos que mais influenciam na estabilidade global enquanto que as lajes influenciam muito pouco sendo que, na grande maioria das vezes, sua influência pode ser desprezada.

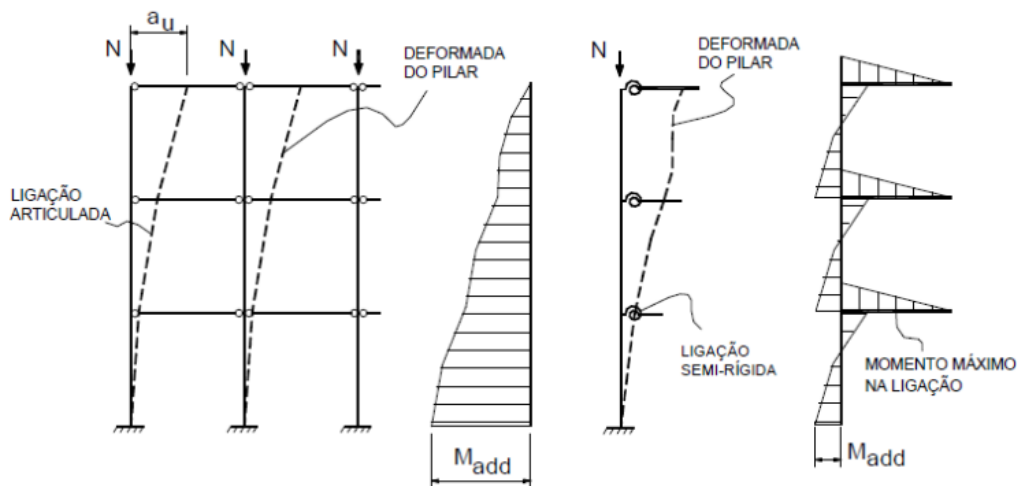
Scadelai (2004) comenta que, no dimensionamento de estruturas, além das solicitações iniciais devidas às cargas aplicadas na estrutural, deve-se

também considerar os momentos decorrentes dos deslocamentos sofridos pela estrutura por ação destas cargas, culminando nos efeitos de segunda ordem, de modo a assegurar a estabilidade global da estrutura. Nesse sentido, os efeitos de segunda ordem podem tornar as condições de equilíbrio na estrutura deformada muito diferentes daquelas da estrutura inicial, podendo conduzi-la à instabilidade e, conseqüentemente à sua ruína (CARMO, 1995). No mesmo sentido, Ribeiro (2010, p.20, apud RIEMKE, 2015, p.23) destaca que, além das verificações efetuadas em cada elemento da edificação isoladamente, “[...] deve-se dar especial atenção ao comportamento da estrutura quando todas as suas partes, que foram calculadas em separado, estiverem conectadas e recebendo carregamento”.

### **3.1.3 Importância da rigidez de ligação na estabilidade global**

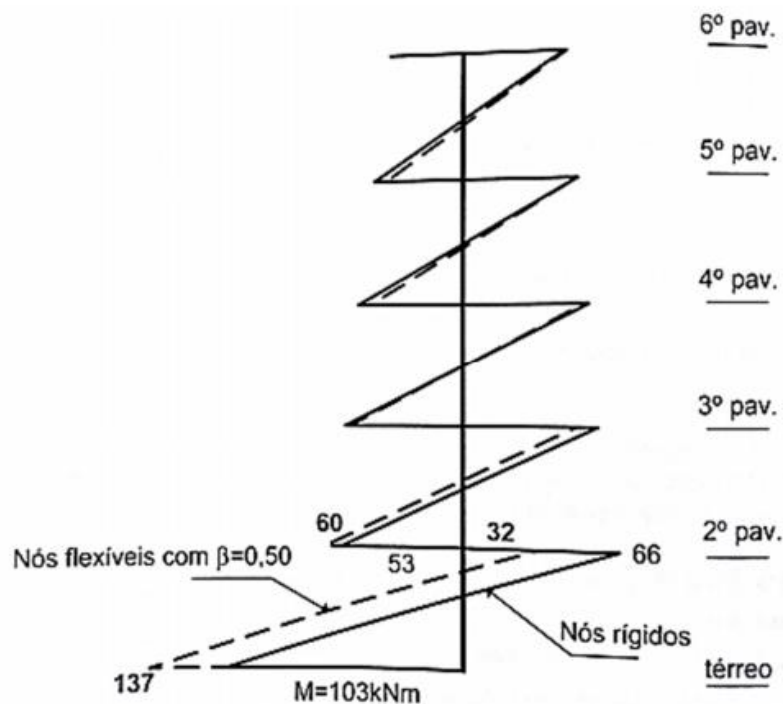
A estabilidade global das edificações reflete o comportamento da estrutura frente às ações horizontais e verticais sendo dependente, entre outros parâmetros, da rigidez das ligações bem como dos elementos que ali concorrem (SANTOS, 2016). Na análise estrutural de edifícios de concreto armado, a consideração do pórtico com ligações rígidas confere maior rigidez à estrutura com um todo e, portanto, reduz a ocorrência de deslocamentos horizontais. Por outro lado, ao considerar uma flexibilização na rigidez da ligação (inserção de uma rótula parcial), o que pode ser vantajoso para fins de dimensionamento de alguns elementos estruturais ou seções, tal prática resulta em uma estrutura global menos rígida, com maiores deslocamentos horizontais e, portanto, mais suscetível aos efeitos globais de segunda ordem (MONCAYO, 2011; ARAÚJO, 2009). Assim, a correta análise da influência da ligação entre os elementos do pórtico é crucial para permitir uma análise estrutural mais fiel ao comportamento real da estrutura, sem incorrer em erros que podem a levar a consideração excessiva ou mesmo restrita de deslocamentos horizontais.

A influência da redistribuição de esforços na estabilidade global da edificação ficará evidente, por exemplo, na avaliação do parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$ , afetado pela flexibilização da rigidez de ligação. A representação dos deslocamentos horizontais em estruturas de nós articulados, semirrígidos e rígidos pode ser visualizada na Figura 3.



**Figura 3: Influência das ligações semirrígidas no comportamento global.**  
 Fonte Elliot, Davies e Mahd (1992 apud SANTOS, 2016)

Araújo (2009) destaca ainda que os momentos fletores nos pilares aumentam no pórtico considerado com nós flexíveis quando comparado àquele com nós rígidos, sendo que as maiores variações de momentos ocorreram nos primeiros andares do pórtico. Este fenômeno, representado na Figura 4, ressalta a importância da consideração do grau de restrição à rotação dos nós do pórtico na análise estrutural e magnitude dos esforços existentes.



**Figura 4: Momentos fletores em um pilar do pórtico considerando-o com nós rígidos e nós flexíveis.**  
 Fonte: Araújo (2009)



## 3.2 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

### 3.2.1 Parâmetro de Instabilidade alfa ( $\alpha$ )

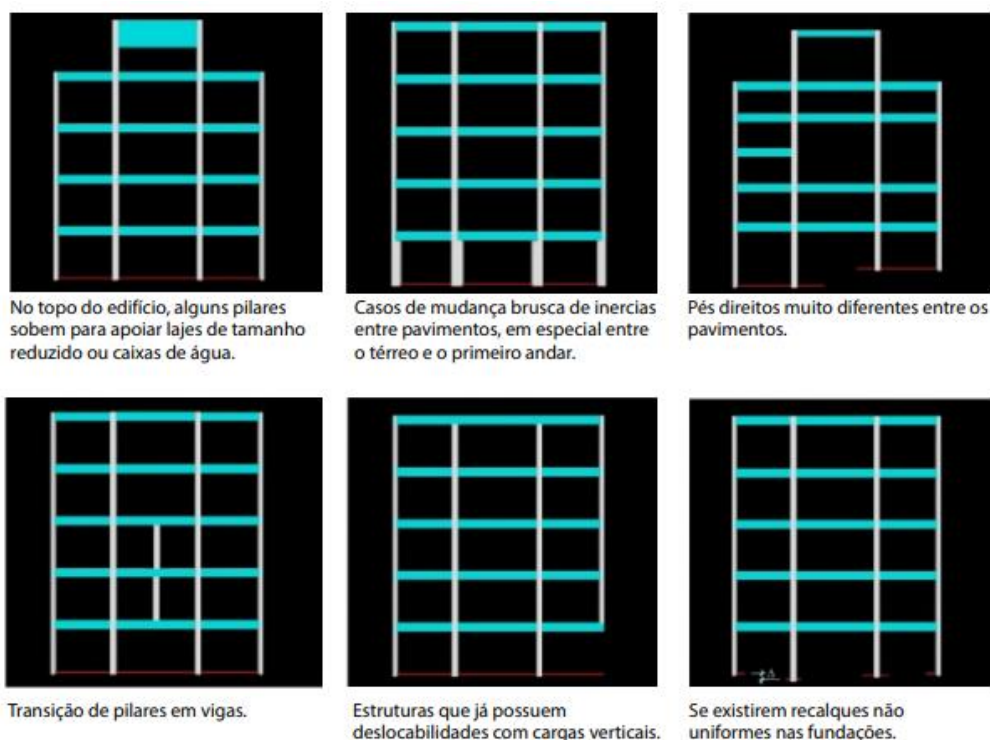
"A classificação da estrutura quanto à deslocabilidade lateral dos nós pode ser realizada por meio do parâmetro de instabilidade alfa ( $\alpha$ ). Acima de certo valor limite, a estrutura é classificada como de nós móveis e, portanto, deve ser considerada a análise de segunda ordem". (FREITAS; LUCHI; FERREIRA, 2016). Destaca-se que o parâmetro  $\alpha$  não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem, apenas avaliar a necessidade de considerar ou não tais efeitos na análise estrutural. Em resumo, Carvalho e Pinheiro (2013, p. 251) destacam que "esse parâmetro tem a finalidade de indicar se a estrutura é mais ou menos susceptível à perda de estabilidade devido às ações horizontais, mas não leva em conta a fissuração dos elementos".

### 3.2.2 Coeficiente de estabilidade global $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$ , introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), é um parâmetro que avalia de forma simples e eficiente a estabilidade global de um edifício de concreto armado, do mesmo modo que é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem. A utilização do coeficiente  $\gamma_z$  consiste em uma análise linear, que considera de forma aproximada os efeitos da não linearidade geométrica (MONCAYO, 2001).

No entanto, acerca da utilização do coeficiente  $\gamma_z$ , Carvalho e Pinheiro (2013, p.256) destacam que, por mais adequada que seja a estrutura, "o procedimento do coeficiente  $\gamma_z$  para a análise da estabilidade é um processo simplificado que não cobre todos os casos de estruturas, tanto que função de multiplicador de ações tem valor limitado [...]" ( $\gamma_z \leq 1,3$ ) na norma ABNT NBR 6118 (2014). Na mesma linha, segundo Vasconcelos (2000 apud ALTOQI, O EFEITO P-DELTA) o coeficiente  $\gamma_z$  possui aplicação limitada, visto que não se indica utilizar esse processo simplificado nas seguintes situações: (i) se, no topo do edifício, alguns pilares sobem para apoiar lajes de tamanho reduzido ou caixas de água; (ii) se há mudança brusca de inércias entre pavimentos, em especial entre o térreo e o primeiro andar; (iii) se os pés direitos forem muito diferentes entre os pavimentos; (iv) se há transição de pilares em vigas; (v) se

existe transição por rotação de 90° de pilares na passagem do andar, tipo para o térreo ou para a garagem; (vi) se são usados fatores de redução de inércias em pilares e vigas; (vii) em estruturas que já possuem deslocabilidade com cargas verticais; (viii) se existirem torções do pórtico espacial; (ix) se há recalques não uniformes nas fundações. Na Figura 5 são mostradas algumas das situações anteriormente citadas.



**Figura 5: Algumas situações onde não é recomendável aplicar o coeficiente  $\gamma_z$ .  
Fonte: AltoQi - O efeito P-Delta.**

O coeficiente  $\gamma_z$  é abordado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 105) como:

O coeficiente  $\gamma_z$  de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez dados em 15.7.3. O valor de  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Onde

$M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, como seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.105) “considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição de  $\gamma z \leq 1,1$ ”. Assim, na condição de estruturas de nós fixos, “Sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem”. Por outro lado, na condição de estrutura de nós móveis “devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da NLG e da NLF, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem”.

O trabalho de Kimura (2007) traz a seguinte abordagem dos valores do coeficiente  $\gamma z$ : (i) valores ligeiramente maiores que 1,0 são coerentes e comuns; (ii) valores maiores que 1,5 representam uma estrutura instável e impraticável, (iii) valores menores que 1,0 ou mesmo negativos indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo estrutural.

Valandro e Trombetta (2016) comentam de outra abordagem que pode ser feita através do coeficiente  $\gamma z$  na qual é possível relacionar, de forma aproximada, a parte decimal do valor obtido de  $\gamma z$  com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, de forma que: (i)  $\gamma z = 1,00$  - os efeitos de segunda ordem são praticamente inexistentes; (ii)  $\gamma z = 1,10$  - efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos efeitos de primeira ordem; (iii)  $\gamma z = 1,20$  - efeitos de segunda ordem em torno de 20% dos efeitos de primeira ordem. Tendo isto em vista, justifica-se a escolha do valor de  $\gamma z = 1,10$  como limite para definição da estrutura de nós fixos e nós móveis.

A utilização do  $\gamma z$  como majorador dos esforços de primeira ordem, quando aplicável (vide restrições anteriormente citadas), exige cautela e não pode ser feita indiscriminadamente. Por ora, cabe destacar que a ABNT NBR 6118 (2014) limita a majoração dos de primeira ordem em 30%, ou seja,  $\gamma z$  deve ser menor ou igual a 1,3.

### 3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.81):

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

As estruturas de concreto armados apresentam um comportamento não linear relevante, isto é, uma relação não linear entre esforços e deslocamentos, decorrentes de sua não linearidade física e não linearidade geométrica. Tal comportamento é inerente a toda estrutura de concreto armado e deve ser sempre levado em consideração durante a análise estrutural. Nos itens a seguir serão abordadas as principais considerações para a análise de estruturas de nós fixos (análise de primeira ordem) e de estruturas de nós móveis (análise de segunda ordem).

#### 3.3.1 Análise de Estrutura de Nós Fixos (primeira ordem)

A análise de estruturas de nós fixos, conforme preconiza a ABNT NBR 6118 (2014, p. 105-106) se dá da seguinte forma:

Nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem.

[...]

Sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

#### 3.3.2 Análise de Estruturas de Nós Móveis (segunda ordem)

Na condição de estrutura de nós móveis, a análise estrutural deverá contemplar a não linearidade física e não linearidade geométrica, de modo que os valores dos deslocamentos considerados sejam mais próximos da realidade. Essa consideração está explícita na ABNT NBR 6118 (2014, p.106), que diz:

Na análise estrutural de estruturas de nós móveis, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem.

Assim, na consideração dos efeitos de segunda ordem, vários métodos são propostos, sendo que as principais diferenças entre eles são basicamente (i) o tipo de formulação, (ii) a precisão dos resultados e (iii) os efeitos considerados. Os processos de análise de segunda ordem podem ser classificados em simplificados, aproximados e rigorosos e não serão abordados neste trabalho. Apenas para título de curiosidade, o coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$  é tido como um processo simplificado visto que é utilizado como um majorador dos esforços de primeira ordem como forma de considerar os efeitos de segunda ordem. Em relação aos processos aproximados, pode-se citar o Método P-Delta ou Método da Carga Lateral Fictícia enquanto que os processos rigorosos fazem uso de procedimentos numéricos.

## CAPÍTULO 4 – CONSIDERAÇÕES IMPORTANTES SOBRE FUNDAÇÕES

Antes de adentrar com maior detalhe no tema de ISE, objeto de estudo deste trabalho, se faz necessário abordar, de forma superficial, alguns conteúdos relacionados ao tema Fundação, com o objetivo de melhorar o entendimento. No entanto, é importante destacar que, as considerações da ISE são bastante complexas e dependem de uma série de fatores. Para as considerações deste estudo, serão avaliadas apenas fundações rasas do tipo sapatas.

### 4.1 FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL EM OBRAS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Velloso e Lopes (2011) argumentam que, em toda obra de engenharia há certo “risco”, ou seja, uma probabilidade de insucesso. No caso de obras de terra e fundações, em virtude das incertezas geradas na avaliação dos parâmetros básicos oriundas da natureza não homogênea e anisotrópica do material com que se trabalha, o solo, este risco é consideravelmente maior que nas demais especialidades da Engenharia Civil. Para tanto, faz-se o uso de fatores de segurança (ou Método de Valores Admissíveis) relativamente conservadores. No caso de fundação superficial, o princípio a ser aplicado segue a relação apresentada na equação 1:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult}}{FS} \quad \text{(equação 1)}$$

Onde:  $\sigma_{adm}$  – tensão de trabalho ou tensão admissível (solicitação);

$\sigma_{ult}$  – tensão de ruptura ou tensão última (resistência);

FS – fator de segurança considerado (Tabela 1).

O livro Fundações, de Velloso e Lopes (2011), traz alguns fatores de segurança globais recomendados por pesquisadores renomados da área. No entanto, serão apresentados aqui os valores preconizados pela versão mais recente da norma ABNT NBR 6122 (2019), conforme a Tabela 1.

**Tabela 1: Fundações superficiais - Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão**

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global $FS_g$
Semiempíricos <sup>a</sup>	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos <sup>b</sup>	2,15	3,00
Semiempíricos <sup>a</sup> ou Analíticos <sup>b</sup> acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto.	1,40	2,00

<sup>a</sup> Atendendo ao domínio de validade para o terreno local

<sup>b</sup> Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

**Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6122 (2019)**

## 4.2 FUNDAÇÕES RASAS

Acerca da fundação rasa, a ABNT NBR 6122 (2019, p. 5) comenta:

Elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.

São exemplos de fundações rasa as sapatas, sapatas associadas, sapatas corridas, blocos, *radier* e viga de fundação. Importante aqui ressaltar aqui que o presente trabalho considera aspectos relacionados apenas às fundações rasas ou superficiais, sendo que, os conceitos e temas abordados daqui em diante são exclusivamente aplicados a esse tipo de fundação, mais especificamente para elementos do tipo sapata. Para tanto, é conveniente definir o conceito de sapata. Para a norma ABNT NBR 6122 (2019, pg. 8), sapata é dita como:

Elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

Já a norma ABNT NBR 6118 (2014, p.188) traz o seguinte conceito: "Sapatas são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta".

## 4.2.1 Sapata Rígida e Sapata Flexível

Sobre a classificação das sapatas, Bastos (2019, pg. 11) alerta:

A classificação das sapatas em relação à sua rigidez é muito importante, porque direciona a forma como a distribuição de tensões na interface base da sapata/solo deve ser considerada, bem como o procedimento ou método adotado no dimensionamento estrutural.

A norma ABNT NBR 6118 (2014, p.188) classifica as sapatas como rígidas ou flexíveis e assim traz:

Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

$$h \geq (a - a_p)/3$$

Onde

$h$  é a altura da sapata;

$a$  é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

$a_p$  é a dimensão do pilar na mesma direção.

A Figura 6 traz as dimensões relativas da sapata de modo a classificá-la como rígidas ou flexíveis. Ressalta-se que o critério deve ser atendido em ambas as direções, ou seja, deve-se verificar tanto a dimensão “A” quanto para “B”.

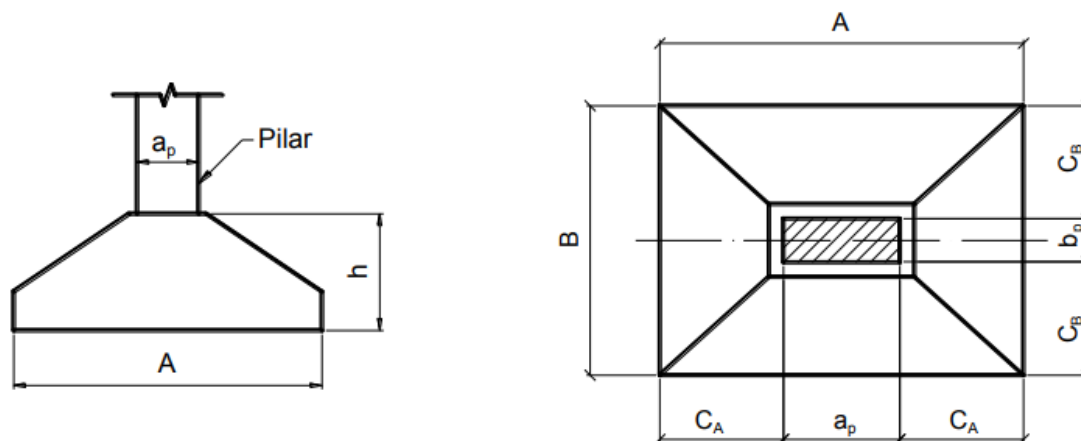


Figura 6: Dimensões da sapata.  
Fonte: BASTOS (2019)

As sapatas rígidas têm a preferência no projeto de fundações, por serem menos deformáveis, menos sujeitas à ruptura por punção e mais seguras. As sapatas flexíveis, caracterizadas pela altura reduzida, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 189) “Embora de uso mais raro, essas sapatas são utilizadas para fundação de cargas pequenas e solos relativamente fracos.”. A referida norma prevê ainda que, no caso de sapatas flexíveis, o comportamento de resistência ao efeito de punção deve ser verificado.



### 4.3 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

A tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) refere-se à tensão considerada no solo, para fins de projeto, capaz de resistir aos esforços solicitantes da edificação. Usualmente, o engenheiro de fundações responsável pelos cálculos restringe a tensão do solo a um nível seguro levando em conta a tensão última de ruptura e um fator de segurança. Neste trabalho não será detalhado os diversos métodos citados na literatura para estimar a tensão admissível do solo. No entanto, é importante introduzir o seu conceito e apresentar valores de tensão admissível do solo encontrado em Tabelas de Referência (Tabelas 2 e 3) ou a partir de correlações.

**Tabela 2: Correlação entre  $N_{SPT}$  e a tensão admissível de solos granulares**

Descrição (compacidade)	$N_{SPT}$	Provável tensão admissível, $\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )		
		L = 0,75 m	L = 1,50 m	L = 3,0 m
Muito compacto	> 50	> 600	> 500	> 450
Compacto	30-50	300-600	250-500	200-450
Med. compacto	10-30	100-300	50-250	50-200
Pouco compacto	5-10	50-100	< 50	< 50
Fofo	< 5	A estudar		
Observação: L = menor dimensão da fundação				

**Fonte: Adaptado de Milititsky e Schnaid (1995 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012)**

**Tabela 3: Correlação entre  $N_{SPT}$  e a tensão admissível de solos coesivos**

Descrição (compacidade)	$N_{SPT}$	Provável tensão admissível, $\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )		
		L = 0,75 m	L = 1,50 m	L = 3,0 m
Dura	> 30	500	450	40
Muito Rija	15-30	250-500	200-450	150-400
Rija	8-15	125-250	100-200	75-150
Média	4-8	75-125	50-100	25-75
Mole	2-4	25-75	< 50	-
Muito Mole	< 2	A estudar		
Observação: L = menor dimensão da fundação				

**Fonte: Adaptado de Milititsky e Schnaid (1995 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012)**

A correlação da tensão admissível do solo com o ensaio SPT é importante na medida em que este ensaio, muitas vezes fornecem as únicas informações a respeito do solo. No entanto, deve-se ter em mente que todo ensaio SPT traz consigo algum grau de incerteza. Diversos autores propuseram na literatura correlações distintas, as quais estão sumarizadas na Tabela 4.

**Tabela 4: Correlação entre tensão admissível e o valor  $N_{SPT}$**

<b>Correlação (<math>\sigma_{adm}</math> em kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Condição</b>	<b>Autores</b>
$\sigma_{adm} = 20 \cdot N_{SPT}$	Qualquer solo natural desde $5 \leq N_{SPT} \leq 20$	Silveira (2003, apud PORTO, 2010)
$\sigma_{adm} = 25 \cdot N_{SPT}$	Argila pura	Moraes (1976, apud PORTO, 2010)
$\sigma_{adm} = 20 \cdot N_{SPT}$	Argila siltosa	
$\sigma_{adm} = 13.3 N_{SPT}$	Argila arenosa siltosa	
$\sigma_{adm} = 30 \cdot N_{SPT}$	Areias grossas	Chaves (1994, apud PORTO, 2010)

**Fonte: Adaptado de Porto (2010)**

A confiabilidade na correlação entre tensão admissível do solo e o índice  $N_{SPT}$  só pode ser alcançada se cumpridas algumas recomendações. Nesta lógica, Porto (2010, p. 71) recomenda:

1. O intervalo de validade do SPT visa impedir o apoio de fundações diretas em solos moles ou fofos e, ainda, limitar o valor máximo da  $\sigma_{adm}$  em 4kgf/cm<sup>2</sup>;
2. Abaixo da cota de apoio da fundação não ocorrem solos de menor valor de N que o adotado. Em caso positivo, uma análise de recalques pelo processo teórico será indispensável para se avaliar o recalque esperado;
3. Pressupõe-se que as sondagens disponíveis sejam confiáveis; ou seja, tenham sido executadas seguindo as técnicas e padrões estabelecidos pela NBR 6484 (ABNT, 1980);
4. Abaixo da cota de apoio da fundação, não existem solos porosos ou colapsíveis, cuja quebra da estrutura poderá provocar recalques consideráveis. Da mesma forma, a fundação não deverá se apoiar em aterros, a não ser naqueles compactados e construídos sob absoluto controle, de forma a se garantir a ausência de materiais indesejáveis, tais como, matéria orgânica, entulho, lixo, etc..

#### 4.4 RECALQUES (h)

Recalques são deformações devido aos carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície (PINTO, 2006). Para Das (2007) a magnitude do recalque do contato dependerá da flexibilidade da fundação e do tipo de material no qual está apoiada. Em relação ao fenômeno do recalque, Velloso e Lopes (2011, p. 85) observa:

[...] uma fundação, ao ser carregada sofre recalques que se processam, em parte, imediatamente após o carregamento e, em parte, como o decorrer do tempo. O recalque que ocorre imediatamente após o carregamento é chamado de *recalque instantâneo* ou *imediate* [...].

O recalque que se processa com o tempo - chamado recalque no tempo - se deve ao adensamento (migração da água dos poros com conseqüente redução no índice de vazios) e a fenômenos viscosos (*creep*). O *creep*, também chamado de *fluência*, é tratado como “adensamento secundário” [...].

O exposto acima pode ser simplificado nas expressões apresentadas abaixo e com uma representação do fenômeno na Figura 7.

$$h_f = h_i + h_t \quad \text{(equação 2)}$$

$$h_t = h_a + h_v \quad \text{(equação 3)}$$

Onde:  $h_f$  - recalque total ou final;

$h_i$  - recalque instantâneo, imediato ou ainda recalque elástico;

$h_t$  - recalque no tempo;

$h_a$  - parcela devida ao adensamento (primário) no recalque no tempo;

$h_v$  - parcela devida a fenômenos viscosos no recalque no tempo.

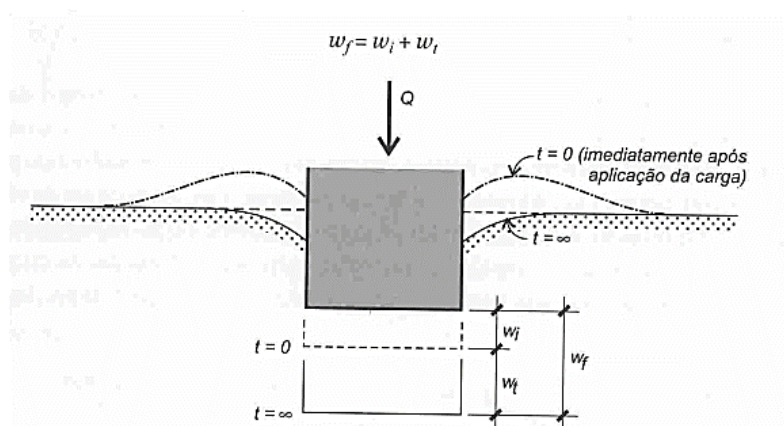


Figura 7: Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.  
Fonte Velloso e Lopes (2011)

O recalque elástico ou imediato ( $h_i$ ) é decorrente do rearranjo dos grãos do solo quando este está sujeito a um carregamento e ocorre logo após a aplicação de carga no solo, sem que se altere seu teor de umidade. Tal efeito pode ser estimado por meio da teoria da elasticidade e possui predominância em solos granulares (ALMEIDA; MENDONÇA; BRANDÃO, 2014).

O recalque por adensamento ou primário ( $h_a$ ) é resultado de uma alteração volumétrica em solos coesivos (argilosos) saturados por causa da expulsão da água resultado da diminuição do índice de vazios. (ALMEIDA; MENDONÇA; BRANDÃO, 2014)

O recalque por compressão secundária ( $h_v$ ) ocorre quando se tem deformação no solo mesmo após ter ocorrido à dissipação da pressão neutra no solo e é resultado do ajuste viscoso do tecido do solo. (DAS, 2007; ALMEIDA; MENDONÇA; BRANDÃO, 2014).

#### **4.4.1 Métodos de estimativa de recalques**

De acordo com Velloso e Lopes (2011), os métodos de previsão de recalques podem ser separados em três grandes categorias: (i) métodos racionais; (ii) métodos semiempíricos; (iii) métodos empíricos. A estimativa de recalques de fundações é um tema amplo e complexo e embora não esteja no escopo deste trabalho fazer uma abordagem completa deste tema, a seguir serão feitas algumas considerações pontuais.

##### **4.4.1.1 Métodos racionais.**

Os métodos racionais combinam os parâmetros de deformabilidade do solo, obtidos em laboratório ou em campo (por exemplo: ensaio triaxial de laboratório e ensaios de placa ou pressiométricos de campo), com modelos teóricos exatos de previsão de recalques (VELLOSO; LOPES, 2011). Os ensaios de deformabilidade do solo supracitados visam observar o comportamento tensão-deformação dos solos.

##### **4.4.1.2 Método empírico**

O método empírico faz o uso de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis ou tensões básicas para diferentes solos. Embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali indicadas estão associadas a recalques

usualmente aceitos em estruturas convencionais. A previsão de recalques ou tensão admissível é feita com base na descrição do terreno (classificação e determinação da compactidade ou consistência por meio de investigações de campo ou laboratório) (VELLOSO, LOPES, 2011).

No livro "Fundações", Velloso e Lopes (2011) justificam o uso das tabelas na fase de anteprojeto ou então para obras de pequeno vulto. A Tabela 5 estava prevista na ABNT NBR 6122 (1996), no entanto, não está presente nas versões mais recentes desta norma, a ABNT NBR 6122 (2010; 2019). Cabe aqui destacar que, embora as tabelas utilizadas nos métodos empíricos sejam quase sempre conservadoras, a sua utilização requer cuidados, principalmente quanto à análise do perfil do terreno e a possibilidade de ocorrência de camadas de solos com baixa resistência abaixo da camada de referência (com maior resistência).

**Tabela 5: Tensões básicas da sugeridas pela ABNT NBR 6122 (1996)**

Classe	Descrição	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinal de decomposição	3000
2	Rachas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1500
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Ver nota
4	Solos granulares concrecionados. Conglomerados	1000
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	600
6	Solos pedregulhosos fofos	300
7	Areias muito compactas	500
8	Areias compactas	400
9	Areias medianamente compactas	200
10	Argilas duras	300
11	Argilas rijas	200
12	Argilas médias	100
13	Siltes duros (muito compactos)	300
14	Siltes rijos (compactos)	200
15	Siltes médios (medianamente compactos)	100

Nota: Para rochas alteradas ou em decomposição, deve-se levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição.

**Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6122 (1996)**

#### 4.4.1.3 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos combinam os parâmetros de deformabilidade do solo, obtidos a partir de correlações de ensaios estáticos ou dinâmicos em campo (CPT e SPT, por exemplo), com modelos teóricos exatos de previsão de recalques ou adaptações deles (VELLOSO; LOPES, 2011). Importante destacar que tais ensaios não estabelecem diretamente o comportamento tensão-deformação dos solos (como aqueles utilizados nos Métodos Racionais), mas sim o fazem através de correlações.

Nos livros “Fundações” de Velloso e Lopes (2011) e “Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações” de Schnaid e Odebrecht (2012) são apresentados diversos métodos semiempíricos para estimativa de recalques, fazendo-se uso do ensaio SPT. A Tabela 6 apresenta um resumo dos principais métodos de previsão de recalques baseados no ensaio de SPT sugeridos por Velloso e Lopes (2011) e Schnaid e Odebrecht (2012) em seus respectivos livros. A escolha dos métodos baseados em ensaio SPT se justifica por o mesmo ser bastante recorrente no processo de investigação do solo para fins de projeto geotécnico, com grande prevalência no sul do Brasil. Para obtenção de maiores detalhes sobre cada método, deve-se consultar os livros citados ou então as obras originais. Ao final deste item, cabe destacar que, numa abordagem utilizando o ensaio SPT para estimativa de recalques, não existe um método universal ou melhor. Deve-se sempre fazer um estudo do caso e das condições para então proceder a escolha do melhor método para aquela determinada situação de específica.

#### 4.4.2 Recalque admissível

Para evitar transtornos ou danos à estrutura, além de determinar a capacidade de carga da fundação deve-se prever os recalques em projeto. Assim, são estabelecidos os recalques admissíveis de uma estrutura, os quais dependem de fatores como: o tipo de estrutura, a sua altura, a sua rigidez, a fundação e localização, velocidade e distribuição do recalque (SIMONS; MENZIES, 1981 apud ALMEIDA; MENDONÇA; BRANDÃO, 2014). Já em relação a recalques máximos, Skempton e MacDonald (1956 apud VELLOSO; LOPES, 2011) sugerem os limites de 65 mm e de 40 mm para fundações de sapatas isoladas em solo argiloso e arenoso, respectivamente.

**Tabela 6: Métodos de previsão de recalques fundamentados no ensaio SPT**

Método	Equação para fundação direta	Observações
Terzaghi e Peck (1948, 1967)	$q_{adm} = 4,4 \left( \frac{N - 3}{10} \right) \cdot \left( \frac{B + 1}{2B} \right)^2$ <p>Sendo: <math>q_{adm}</math> a tensão (kgf/cm<sup>2</sup>), que produz recalque (h) de uma polegada; B a menor dimensão da sapata em pés (<math>B \geq 4'</math>); N o número de golpes no ensaio SPT.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Obtenção da tensão admissível de sapatas em areias. Tensão obtida provoca recalque de uma polegada. No caso de nível d'água superficial, <math>q_{adm}</math> deveria ser reduzido a metade. Proposta muito conservadora</li> </ul>
Eyerhof (1965)	$q_{adm} = \frac{N \cdot h_{adm}}{8} \quad \text{para } B \leq 4'$ $q_{adm} = \frac{N \cdot h_{adm}}{12} \cdot \left( \frac{B+1}{B} \right)^2 \quad \text{para } B > 4'$ <p>Sendo: B a menor dimensão da sapata (pés); <math>h_{adm}</math> o recalque admissível (polegadas); <math>q_{adm}</math> a tensão aplicada (kfg/cm<sup>2</sup>).</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relação entre a tensão aplicada e o recalque de sapatas em areias.</li> <li>• Proposta bastante conservadora</li> </ul>
Alpan (1964)	$h_B = h_b \cdot \left( \frac{2B}{B+b} \right)^2 \quad \text{e} \quad h_b = a_0 \cdot q$ <p>Sendo: q é a tensão transmitida pela fundação; <math>a_0</math> é o inverso do coeficiente de reação vertical (<math>K_v</math>) para uma placa de 30 cm.</p>	
Burland e Burbidge (1985)	$h = q \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{N^{1,4}} \cdot f_s \cdot f_l$ <p>Sendo: h o recalque (mm); q a pressão média efetiva na fundação (kN/m<sup>2</sup>); B a menor dimensão da fundação (m); N o valor médio do <math>N_{SPT}</math> na profundidade de influência; <math>f_s</math> o fator de forma; <math>f_l</math> o fator de espessura compreensível.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recalque de fundações em areias normalmente adensadas.</li> <li>• Em areias pré-comprimidas ou em fundações implantadas no fundo de escavações, os recalques podem ser até três vezes menores. Utilizar outra equação.</li> <li>• No caso de areias finas ou siltosas ou da ocorrência de pedregulhos, deve-se fazer a correção do valor do <math>N_{SPT}</math></li> <li>• É possível estimar o recalque com o tempo multiplicado o recalque inicial por um fator de tempo.</li> </ul>
Sandroni(1991)	$E = 0,9 \cdot N^{1,4} \quad \text{(limite superior)}$ $E = 0,6 \cdot N^{1,4} \quad \text{(linha de referência)}$ $E = 0,4 \cdot N^{1,4} \quad \text{(limite inferior)}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estudo com a compilação de resultados de provas carga em solos residuais de gnaise fazendo a correlação do <math>N_{SPT}</math> e o Módulo de Young (E)</li> </ul>

	<p>Sendo: E o Módulo de Young (MPa); N = N<sub>SPT</sub>.</p>	
<p>Schultze e Sherif (1973)</p>	$h = s \cdot P / \{ N_{SPT}^{0,87} \cdot [1 + (0,4 + D/B)] \}$ <p>Sendo: h = recalque (mm); s = coeficiente de recalque (mm/kPa); P = pressão de contato (kPa); N = valor médio de N<sub>SPT</sub>; D = profundidade da fundação (m); B = largura da fundação (m); L = comprimento da fundação (m); d<sub>s</sub> = espessura da camada (m)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• O coeficiente de recalque (s) é obtido através de ábaco que relaciona a L/B e B.</li> <li>• Quando a espessura da camada considerada é menor que o dobro da largura da área carregada (d<sub>s</sub>/B &lt; 2), aplica-se um fator de redução.</li> </ul>
<p>Burland, Broms e De Mello (1977)</p>	<p>h<sub>máx</sub> = q (0,32 B<sup>0,3</sup>) - areias fofas  h<sub>máx</sub> = q (0,07 B<sup>0,3</sup>) - areias medianamente compactas  h<sub>máx</sub> = q (0,035 B<sup>0,3</sup>) - areias compactas  h<sub>provável</sub> = ½ h<sub>máx</sub></p> <p>Sendo: q = tensão aplicada (kN/m<sup>2</sup>); h<sub>máx</sub> = limite de recalque superior (mm); h<sub>provável</sub> = recalque provável da fundação (mm)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aplicação para areias fofas, medianamente compactas e compactas.</li> <li>• Estudo que avaliou casos relatados na literatura.</li> <li>• No livro "Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações" de Schnaid e Odebrecht (2012) não é relatado onde se faz a inclusão da variável N<sub>SPT</sub>, onde entanto, acredita-se que no momento de estimar a q (tensão admissível do solo)</li> </ul>
<p>Ruver e Consoli (2006)</p>	<p>h<sub>máx</sub> = (0,505 . q . B . 10<sup>H</sup>) / N<sub>SPT,60</sub><sup>0,93</sup> recalque provável máximo  h = (0,308 . q . B) / N<sub>SPT,60</sub><sup>0,93</sup> recalque estimado médio  h<sub>min</sub> = (0,188 . q . B) / N<sub>SPT,60</sub><sup>0,98</sup> . 10<sup>H</sup> recalque provável mínimo</p> <p>Sendo: h = recalque (mm); B = dimensão da sapata (m); q = tensão aplicada (kN/m<sup>2</sup>); N<sub>SPT,60</sub> = média do N<sub>SPT</sub> a uma profundidade 2B abaixo da cota de assentamento da fundação com o valor corrigido para energia de 60%.</p> $H = \sqrt{[\log(N_{SPT,60})]^2 - 2 [\log(N_{SPT,60}) + 1,11]}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Modelo definido através de avaliação de banco de dados</li> <li>• Previsão de recalques em sapatas de solos residuais</li> <li>• Previsão de recalques máximos e mínimos com nível de confiabilidade de 99%.</li> <li>• Necessário fazer uma correção do valor de N<sub>SPT</sub> para uma energia de 60%</li> </ul>

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012) e Velloso e Lopes (2011).

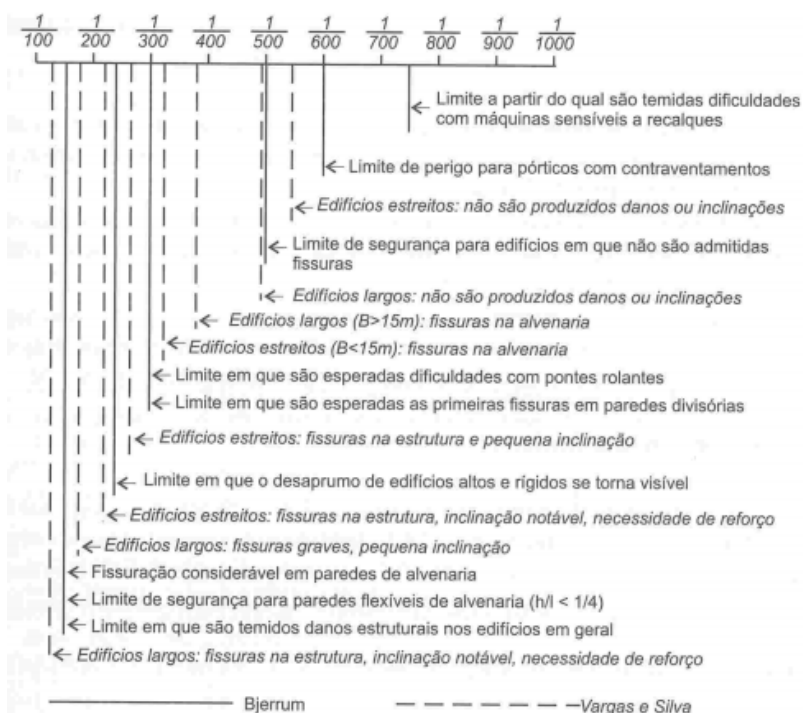


Outro aspecto importante de ser considerado é a ocorrência de recalque diferencial, o qual pode ser definido como a diferença entre os recalques de dois pontos quaisquer da fundação. O recalque diferencial é bastante prejudicial à estrutural resultando numa distorção dos esforços para os quais os elementos estruturais foram dimensionados e sendo responsáveis por diversas patologias, exigindo, portanto, que sejam mantidos dentro de limites razoáveis. Sobre a prevenção de recalques diferenciais, Velloso e Lopes (2011, p. 124-125) comentam:

[...] uma rigidez maior da fundação acarretará recalques mais uniforme. Se essa fundação receber mais de um pilar (fundação associada ou combinada), os recalques diferenciais entre pilares serão menores. Assim, pode-se dizer que, do ponto de vista de uma uniformização de recalques, é interessante adotar fundações combinadas e enrijecê-las. [...]

Há uma outra situação em que o papel da superestrutura é importante. É quando a obra tem fundações isoladas e o efeito de uniformizar os recalques só pode vir da superestrutura.

"A quantificação das deformações admissíveis é feita, em geral, em termos de distorções angulares ( $\beta$ ) ou de relações de deflexão ( $\Delta/L$ ), conforme o tipo de estrutura." (VELLOSO; LOPES, 2011, p.30). A Figura 8 apresenta os valores da distorção  $\beta$  e os danos associados sugeridos na literatura.



**Figura 8: Distorções angulares e danos associados.**  
**Fonte: Velloso e Lopes (2011)**

#### 4.5 CAPACIDADE DE CARGA E DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Capacidade de carga na ruptura ou simplesmente capacidade de carga refere-se à tensão de ruptura ( $\sigma_{rup}$ ) necessária para provocar a ruína do solo sob o elemento de fundação. De acordo com Velloso e Lopes (2011), ao se aplicar uma carga crescente a partir do valor nulo em uma sapata de dimensão qualquer assentada no terreno, serão medidos deslocamentos verticais (recalques) correspondentes. Para pequenos valores de carga, os recalques lhes são aproximadamente proporcionais configurando uma fase elástica. Nesta fase os recalques são estabilizados com o tempo. Para valores maiores de carga, atinge-se a fase plástica, caracterizada por recalques irreversíveis e não proporcionais às cargas aplicadas. A partir de determinado valor crítico de carga, na fase plástica, irá ocorrer um processo de recalque contínuo, mesmo para valor constante de carga. Aumentando-se ainda mais a carga, em uma terceira fase, o recalque irá crescer continuamente até que ocorra a ruptura do solo. Neste instante, atingiu-se a tensão de ruptura do solo.

Terzaghi (1943 apud VELLOSO; LOPES, 2011) foi o primeiro a pesquisar o processo de ruptura do solo e postulou dois mecanismos de ruptura: (i) a localizada, (ii) generalizada. Já Vesic (1963 apud VELLOSO; LOPES, 2011) postulou ainda um terceiro tipo de ruptura do solo, (iii) a por puncionamento. Novamente, não cabe no âmbito deste trabalho fazer uma abordagem extensa sobre cada processo de ruptura do solo. No entanto, vale destacar que para fundações superficiais, as teorias de estimativa da capacidade de carga são usualmente feitas com base nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito interno do solo ( $\Phi$ ).

Schnaid e Odebrecht (2012) destacam que a carga de ruptura de um elemento de fundação pode ser determinada por meio da teoria clássica da capacidade de suporte. Dessa forma, deve-se postular um mecanismo de ruptura do solo e, então, calcular a pressão última com base nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo ( $c$  e  $\Phi$ ). Nesta abordagem, pode-se recorrer aos trabalhos de Terzaghi (1943), de Skempton (1951) e Meyerhof (1951 e 1963), conforme indicação de Velloso e Lopes (2011). Tendo sido determinado a capacidade de carga ( $\sigma_{rup}$ ), pode-se determinar a tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ), através da aplicação de um fator de segurança (FS). Usualmente, para

projetos de fundação com sapatas isoladas, utiliza-se o fator de segurança igual a 3, conforme visto no item 4.1.

A definição da área da sapata é feita utilizando a tensão admissível aplicada no solo tendo em vista a carga axial “P” aplicada pela superestrutura (pilares) na fundação (especificada pelo engenheiro responsável pelo cálculo estrutural da superestrutura), conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{adm} = P/A \quad \text{(equação 4)}$$

Onde: P - força aplicada ou carga (kN);

A - área da base da sapata em contato com o solo (m<sup>2</sup>).

A abordagem que consiste na determinação da tensão de ruptura através dos métodos de Terzaghi, de Skempton ou de Meyerhof não será utilizada no âmbito deste trabalho, visto que a tensão admissível pode ser facilmente estimada através de tabelas de referência disponíveis na literatura e justificável o seu uso em etapas de anteprojeto, bem como através de correlações com ensaios de campo como o SPT, de ampla utilização no Brasil e na região Sul, com melhor aplicação para a fase de projeto.

#### 4.6 COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL (K<sub>v</sub>)

O coeficiente de reação vertical (K<sub>v</sub>) nada mais é do que uma constante de proporcionalidade que relaciona as pressões de contato solo-fundação aos recalques gerados pela carga aplicada. O K<sub>v</sub> "representa a rigidez imposta pelo solo ao ser mobilizado por uma tensão aplicada (MENDES, 2016).

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o coeficiente de reação vertical pode ser obtido por meio de (i) tabelas de valores típicos, (ii) correlações, (iii) ensaio de placa, (iv) cálculo do recalque da fundação real.

#### 4.6.1 Determinação do Coeficiente de Reação Vertical a partir de Tabelas de Valores Típicos

Na ausência de dados de ensaios de campo, como ensaio de placas ou sondagens, pode-se estimar o coeficiente de reação vertical a partir de valores de referência fornecidos na literatura. No entanto, essa estratégia deve ser utilizada com cautela, pois se trata de um método de baixa precisão, porém justificada em situações de anteprojeto e obras pequenas. Os valores fornecidos por Terzaghi (1955 apud VELLOSO; LOPES, 2011) referem-se aos coeficientes de reação vertical (denominados aqui de  $K_{s1}$ ) obtidos de uma placa quadrada de 0,3048 m (1 pé) de lado, sendo apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Valores de  $K_{s1}$  em  $\text{kN/m}^3$

<b>Argilas</b>	<b>Rijas</b>	<b>Muito rijas</b>	<b>Duras</b>
$q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	10000 - 20000	20000 - 40000	>40000
Faixa de valores	16000 - 32000	32000 - 64000	>64000
Valor proposto	24000	48000	96000
<b>Areias</b>	<b>Fofa</b>	<b>Med. compacta</b>	<b>Compacta</b>
Faixa de valores	6000 - 19000	19000 - 96000	96000 - 320000
Areia acima N.A.	13000	42000	160000
Areia submersa	8000	26000	96000

Fonte: Terzaghi (1955 apud VELLOSO; LOPES, 2011)

A literatura deste tema traz ainda outras tabelas que correlacionam o tipo de solo com o seu coeficiente de recalque vertical. Um bom exemplo é a Tabela 8, de Ehlers (1962 apud MENDES, 2016), que apresenta faixas de valores de  $K_v$  para mais opções de tipos de solo.

A Tabela 7, proposta por Terzaghi (1955 apud VELLOSO; LOPES, 2011), exige que os dados sejam corrigidos para considerar os efeitos da forma e dimensão da sapata, tendo em vista que o coeficiente de reação vertical não é uma propriedade apenas do solo, mas uma resposta do solo a um carregamento aplicado por uma dada estrutura. Em relação aos dados apresentados por Ehlers (1962 apud MENDES, 2016), tais correções não são exigidas. Mendes (2016) ressalta que o uso de tais tabelas é um bom indicativo da ordem de grandeza

dos valores de  $K_v$  e adoção de tais valores já é consideravelmente melhor do que adotar a hipótese de apoios indeslocáveis para as fundações.

**Tabela 8: Valores do coeficiente de reação vertical ( $K_v$ ) em função do tipo de solo**

Tipo de Solo	$K_v$ (kN/m <sup>3</sup> )
Turfa leve - solo pantanoso	5000 - 10000
Turfa pesada - solo arenoso	10000 - 15000
Areia fina de praia	10000 - 15000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10000 - 20000
Argila molhada	20000 - 30000
Argila úmida	40000 - 50000
Argila seca	60000 - 80000
Argila seca endurecida	100000
Silte compactado com areia e pedra	80000 - 100000
Silte compactado com areia e muita pedra	100000 - 120000
Cascalho miúdo com areia fina	80000 - 120000
Cascalho médio com areia fina	100000 - 120000
Cascalho grosso com areia grossa	120000 - 150000
Cascalho grosso com pouca areia	150000 - 200000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200000 - 250000

Fonte: Ehlers (1962 apud MENDES, 2016)

A correção dos valores  $K_{s1}$  apresentados por Terzaghi (1955 apud VELLOSO; LOPES, 2011), obtidos a partir de ensaio da placa ou da Tabela de Valores Típicos (Tabela 7), em  $K_v$ , pode ser feito a partir da seguinte relação.

$$K_v = K_{s1} \left( \frac{b}{B} \right)^n \quad \text{(equação 5)}$$

Onde:  $K_v$  - coeficiente de reação vertical

$K_{s1}$  - coeficiente de reação vertical obtido no ensaio de placa para uma placa de 0,3048 m (1 pé) de lado;

$n$  - coeficiente de ajuste (varia entre 0,5 à 0,7).

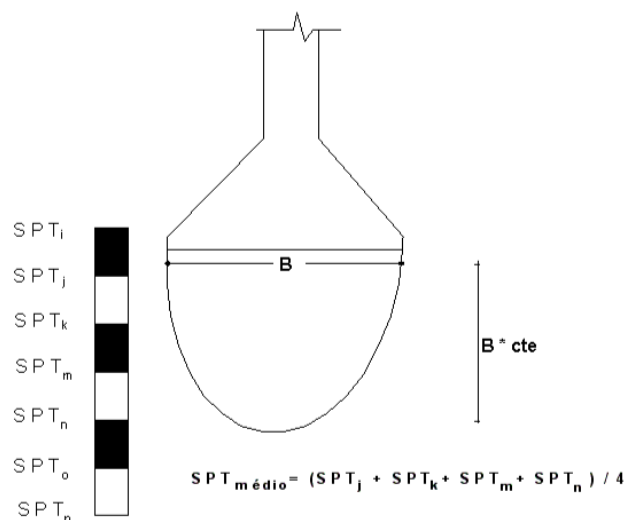
#### 4.6.2 Determinação do Coeficiente de Reação Vertical a partir Correlações

O coeficiente de reação vertical pode ser obtido também através das correlações empíricas com a tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ), que por sua vez pode ser estimada através de correlações com ensaios de campo, como o SPT e o CPT. Para tanto, (GODOY; TEXEIRA, 1996) propõe que o valor da tensão admissível do solo, em  $\text{kN/m}^2$ , equivale a 20 vezes o  $N_{SPT}$  médio, conforme a seguinte relação (ver ainda Tabela 4):

$$\sigma_{adm,média} = 20 \cdot N_{SPT,médio} \quad \text{(equação 6)}$$

Onde:  $\sigma_{adm,média}$  - tensão média admissível estimada para o solo, em  $\text{kN/m}^2$ ;

$N_{SPT,médio}$  - índice obtido pelo ensaio SPT, com intervalo  $4 < N_{SPT} < 20$ , referente ao valor médio dentro da área de influência da sapata. Valor adimensional.



**Figura 9: Exemplificação do cálculo do valor médio do SPT dentro do bulbo de pressões gerado pelo carregamento centrado aplicado em sapata.**

**Fonte: Morrison (1993)**

A partir dos valores de tensão média admissível para o solo investigado é possível, através da Tabela 9, correlacionar com os valores de  $K_v$ . Na ausência de ensaios de campo como o SPT, por exemplo, pode-se utilizar valores típicos de referência, como aqueles apresentados na Tabela 5 (dados da ABNT NBR 6122 (1996) para determinar as tensões admissíveis e, então, utilizá-las na Tabela 9 (MORRISON, 1993) para determinar o valor de  $K_v$ . Importante destacar

que a ABNT NBR 6122 (1996) preconiza a aplicação de correções de profundidade e de geometria para solos granulares e argilosos, as quais não serão apresentadas aqui. Cabe ainda retomar que, na versão atualizada da ABNT NBR 6122 (2019) a Tabela 5 foi suprimida.

**Tabela 9: Correlação entre tensão admissível do solo e os valores de  $K_v$**

Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )	$K_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )	$K_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )	$K_v$ (kN/m <sup>3</sup> )
25	6500	155	31900	285	57000
30	7800	160	32800	290	58000
35	9100	165	33700	295	59000
40	10400	170	34600	300	60000
45	11700	175	35500	305	61000
50	13000	180	36400	310	62000
55	13900	185	37300	315	63000
60	14800	190	38200	320	64000
65	15700	195	39100	325	65000
70	16600	200	40000	330	66000
75	17500	205	41000	335	67000
80	18400	210	42000	340	68000
85	19300	215	43000	345	69000
90	20200	220	44000	350	70000
95	21100	225	45000	355	71000
100	2,2000	230	46000	360	72000
105	22900	235	47000	365	73000
110	23800	240	48000	370	74000
115	24700	245	49000	375	75000
120	25600	250	50000	380	76000
125	26500	255	51000	385	77000
130	27400	260	52000	390	78000
135	28300	265	53000	395	79000
140	29200	270	54000	400	80000
145	30100	275	55000	-	-
150	31000	280	56000	-	-

Fonte: Morrison (1993)

#### 4.6.3 Determinação do Coeficiente de Reação Vertical a partir de Cálculo do Recalque da Fundação

De acordo com Velloso e Lopes (2011) o coeficiente de reação vertical pode ser estimado a partir da previsão do recalque da fundação real, segundo diversos os procedimentos presentes na literatura. Para tanto, deve-se supor a fundação rígida e submetida a um carregamento vertical igual ao somatório das cargas verticais. Tendo em vista essas duas condições, é válida a seguinte relação:

$$\sigma_{\text{médio}} = \Sigma P / A \quad \text{(equação 7)}$$

Onde:  $\sigma_{\text{médio}}$ - tensão média aplicada na base da sapata (kN/m<sup>2</sup>);

$\Sigma P$ - somatório das cargas verticais (kN);

A - Área da base da sapata (m<sup>2</sup>).

Uma vez obtido o recalque (considerado o seu valor médio) pelos procedimentos citados, pode-se encontrar o coeficiente de reação vertical pela seguinte relação:

$$k_v = \sigma / h \quad \text{(equação 8)}$$

Onde:  $K_v$  – coeficiente de reação vertical (kN/m<sup>3</sup>);

h – recalque (m);

$\sigma$  – tensão aplicada na base da sapata (kN/m<sup>2</sup>).

Cabe destacar aqui que, ao se utilizar um método para estimar o recalque do elemento de fundação sapata em que se faz uma avaliação da estratigrafia do solo, este procedimento permite considerar as propriedades das diferentes camadas do solo submetidas, possibilitando um modelo mais realista se comparado aos métodos anteriores (utilização de tabelas da literatura, por exemplo) (VELLOSO; LOPES, 2011). Na prática, essa estratégia se alinha melhor ao comportamento real da estrutura solo-fundação permitindo definir um  $K_v$  mais preciso.



#### 4.6.4 Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal

O coeficiente de reação horizontal é a razão entre a pressão de contato lateral do elemento de fundação e o seu respectivo deslocamento horizontal, sendo obtido através da equação abaixo (TERZAGHI, 1955 apud VELLOSO, LOPES, 2011).

$$K_h = \sigma / \rho \quad \text{(equação 9)}$$

Onde:  $K_h$  – coeficiente de reação horizontal (kN/m<sup>3</sup>);

$\sigma$  – tensão lateral ou pressão de contato lateral (kN/m<sup>2</sup>);

$\rho$  – deslocamento horizontal (m).

Deve-se comentar que o parâmetro  $K_h$  possui maior importância no caso de fundações profundas, as quais usualmente estão submetidas a carregamentos laterais mais relevantes. Além disso, o  $K_h$  pode apresentar valor constante ou variável com o aumento da profundidade (VELLOSO, LOPES, 2011). Terzaghi (1955 apud MENDES 2016) e Velloso e Lopes (2011) propuseram correlações empíricas, tanto para solos arenosos quanto argilosos, para obtenção do  $K_h$ , porém, tais correlações, possuem aplicabilidade maior para fundações profundas e por este motivo não serão tratadas no âmbito deste trabalho. No entanto, é possível correlacionar o  $K_h$  com o  $K_v$  obtido utilizando o coeficiente de Poisson do Solo, sendo sugerido o valor de 0,29 para solos arenosos e de 0,40 para solos argilosos (TERZAGHI, 1956 apud MENDES 2016). A equação 10 resume a correlação proposta:

$$K_h = K_v \cdot \nu \quad \text{(equação 10)}$$

Onde:  $K_h$  – coeficiente de reação horizontal (kN/m<sup>3</sup>);

$K_v$  – coeficiente de reação vertical (kN/m<sup>3</sup>);

$\nu$  - coeficiente de Poisson do solo (adimensional).

#### 4.6.5 Coeficientes de Mola a partir do $K_v$

A obtenção do coeficiente de reação vertical do sistema solo/fundação permite a definição dos coeficientes de mola da sapata, parâmetros que relacionam a área da sapata ou o seu momento de inércia. Em suma, o coeficiente de reação vertical é o quociente entre tensão ( $\sigma$ ) e o deslocamento ( $h$ ) enquanto que o coeficiente de mola (translação vertical – eixo  $y$ ) é tido como o quociente entre força ( $P$ ) e o deslocamento ( $h$ ). A Figura 10 apresenta os seis graus de liberdade permitidos para a movimentação de uma sapata, sendo três movimentos de translação (eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ ) e três movimentos de rotação (eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ ).

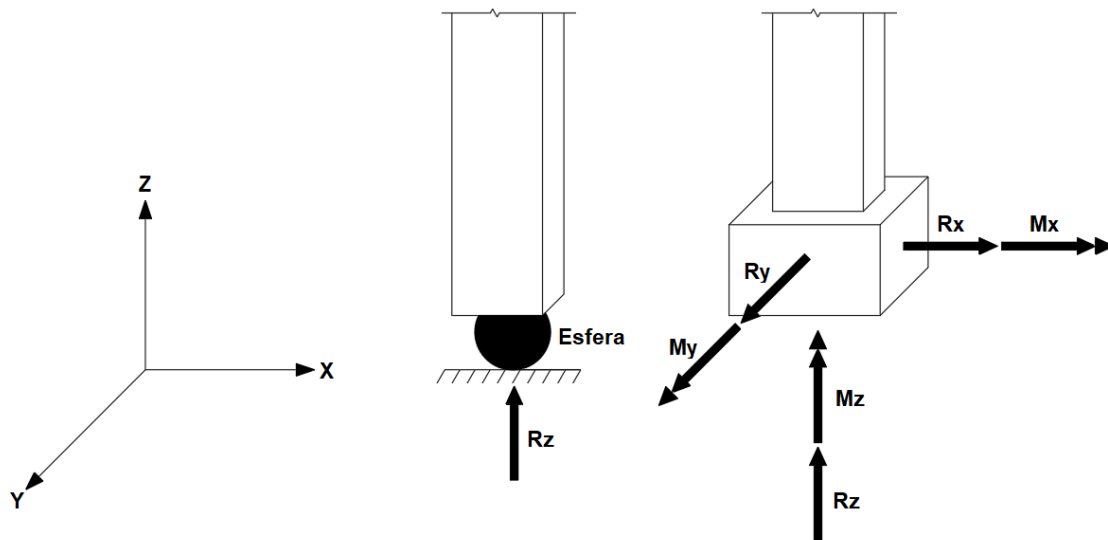


Figura 10: Seis graus de liberdade para movimento (translação e rotação) de uma sapata.  
Fonte: Adaptado de Kripka (2001 apud MENDES, 2015).

## CAPÍTULO 5 - A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Velloso e Lopes (2011, p.25) comentam que:

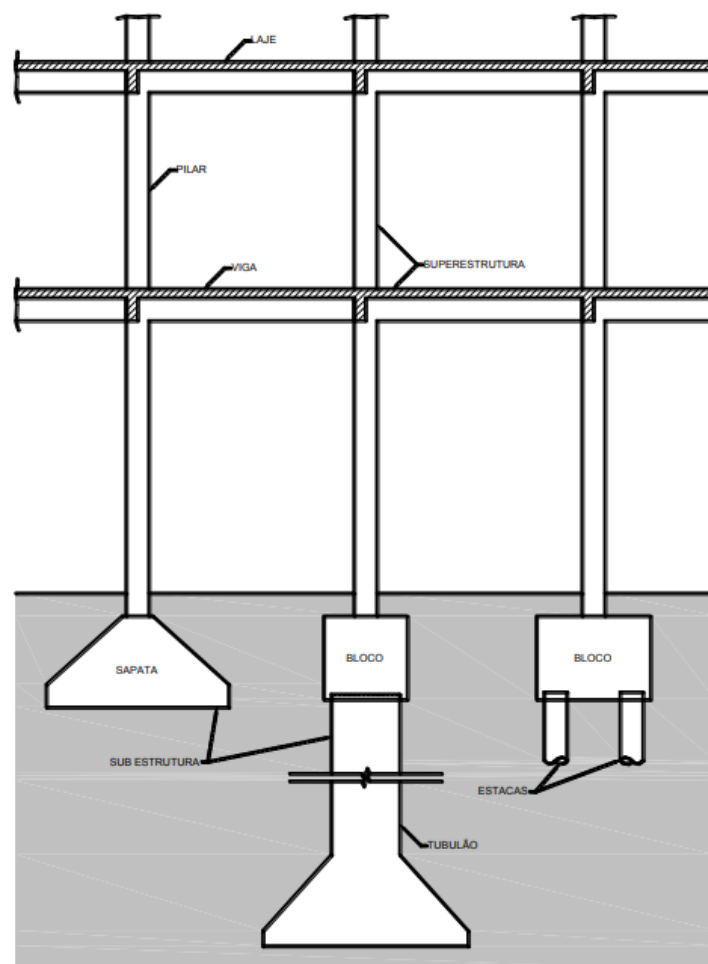
Toda fundação sofre deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotacionais em função das solicitações a que é submetida. Esses deslocamentos dependem do solo e da estrutura, isto é, resultam da interação solo-estrutura.

O conceito de interação solo-estrutura (ISE) aqui apresentado pode ser entendido com o comportamento mecânico conjunto, ou seja, a interação entre a superestrutura, a infraestrutura (ou subestrutura) e o solo que recebe o carregamento (terreno da fundação), as três partes de uma edificação clássica (GUSMÃO, 1994), conforme a Figura 11. Velloso e Lopes (2011) argumentam ainda que tais deslocamentos resultam em novos esforços na estrutura, os quais podem chegar a superar certos limites e resultar no seu colapso, visto que esta pode não ter sido dimensionada para esse incremento de esforços resultantes da ISE. Pode-se dizer assim que, "os deslocamentos, conforme a sua magnitude, terão uma influência sobre a estrutura, que vai desde o surgimento de esforços não previstos até o colapso". (Velloso e Lopes 2011, p.25). Bastos (2019, p.1) traz a definição de superestrutura e subestrutura:

A **subestrutura**, ou fundação, é a parte de uma estrutura composta por elementos estruturais, geralmente construídos abaixo do nível final do terreno, e que são os responsáveis por transmitir ao solo todas as ações (cargas verticais, forças do vento, etc.) que atuam na edificação. A estrutura posicionada acima e que se apoia na subestrutura é chamada **superestrutura**. As ações que atuam na superestrutura das edificações são transferidas na direção vertical geralmente por pilares ou paredes de concreto. Como o solo geralmente tem resistência muito inferior à do concreto do pilar, é necessário projetar algum outro tipo de elemento estrutural com a função de transmitir as ações ao solo. Os elementos mais comuns para cumprir essa função são as sapatas e os blocos, sendo que os blocos atuam como elementos de transição das ações, dos pilares para as estacas ou tubulões.

Velloso e Lopes (2011) relatam que, de modo geral, existem dois procedimentos para o cálculo de uma estrutura: (i) a estrutura é calculada com a hipótese de apoios indeslocáveis; e (ii) a estrutura é calculada considerando os efeitos da ISE. No primeiro caso, os esforços oriundos da superestrutura serão transmitidos ao projetista das fundações, o qual vai projetá-las dentro de parâmetros aceitáveis de deslocamentos (recalques). No segundo caso, o terreno da fundação é considerado como um meio deformável. Souza e Reis

(2008) comentam que a utilização de apoios elásticos (hipótese de solos deformáveis) através de uma análise da ISE resulta em esforços totalmente diferentes daqueles calculados considerando a fundação assentada sobre apoios fixos (hipótese de solos rígidos). Assim, "A hipótese de vínculos indeslocáveis pode conduzir a caminhos totalmente diversos da realidade física". (SOUZA; REIS, 2008, p.161). Estes autores argumentam que isso pode ser facilmente percebido ao se imaginar que duas estruturas idênticas, submetidas às mesmas ações externas, apresentam os mesmos esforços solicitantes independentemente do maciço de solo sobre o qual estão assentadas.



**Figura 11: Componentes de uma edificação (superestrutura e subestrutura) assentadas em solo de fundação.  
Fonte: Bastos (2019)**

## 5.1 FATORES QUE INFLUENCIAM A ISE

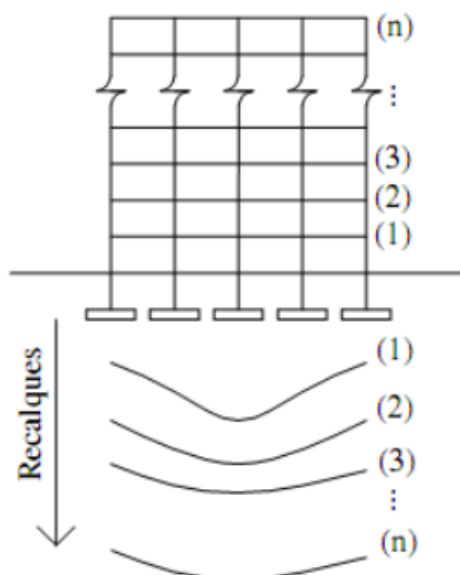
A ISE pode ser influenciada por diversos fatores, os quais podem possuir maior ou menor grau de complexidade e relevância. Dentre estes fatores, pode-se citar: (i) a rigidez relativa estrutura-solo, (ii) tipo da planta da edificação, (iii) o número de pavimentos da edificação, (iv) o processo construtivo, (v) presença de edificações vizinhas, (vi) o tipo da análise (estática ou dinâmica), entre outros (ANTONIAZZI, 2011; PORTO, 2010).

Em relação à (i) rigidez relativa estrutura-solo, este fator determina o desempenho da construção em relação aos recalques total e diferencial. Os recalques diminuem com o aumento da rigidez relativa entre o solo e a estrutura, sendo que os recalques diferenciais são mais sensíveis a esta relação do que os recalques totais. O uso de cintas tende a uniformizar os recalques e sua ação diminui na medida em que os pavimentos vão sendo construídos (ALTOQI – A INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA).

No que diz respeito à (ii) forma da planta do edifício, esta pode ser responsável pela uniformização dos recalques em maior ou menor grau, principalmente em estruturas flexíveis. De modo geral, esta tendência (recalques uniformes) é mais acentuada em plantas compactas ou com forma aproximadamente quadrada. Os trabalhos de Barata (1986 apud ANTONIAZZI, 2011) e Gusmão (1990 apud ANTONIAZZI, 2011) abordam este tema.

Em relação ao (iii) número de pavimentos, numa edificação, à medida que cresce o número de andares aumenta a rigidez global da estrutura. No entanto, de acordo como Goshy (1978 apud ANTONIAZZI, 2011), este comportamento não é linear e existe uma contribuição para a rigidez da estrutura muito maior por parte dos primeiros andares. Gusmão & Gusmão Filho (1994) comentam que com o aumento progressivo no número de pavimentos de um edifício, a rigidez da estrutura tende a um valor limite. Assim, numa abordagem de ISE, o valor consolidado da rigidez da estrutura irá consolidar também a rigidez relativa solo-estrutura final, de modo que, a partir deste ponto (quando o aumento do número de andares não altera significativamente a rigidez da estrutura) os recalques gerados tornam-se dependentes apenas do carregamento. Pode-se verificar, portanto, que o aumento na quantidade de pavimento resulta numa diminuição dos efeitos da ISE até uma condição quase desprezível, ou seja, nesta condição

ocorre o favorecimento da redistribuição de esforços com a consequente uniformização dos recalques. Esse fenômeno pode ser visualizado na Figura 12. No entanto, isso não significa que para edifícios altos deve-se ignorar a abordagem da ISE.



**Figura 12: Influência da construção nos recalques.**  
Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994).

O (iv) processo construtivo, conforme comentado acima, à medida que o número de andares aumenta ocorre um incremento da rigidez da estrutura e, portanto, uma alteração na rigidez relativa solo-estrutura. De modo geral, na consideração da ISE, é usual adotar que o carregamento passará atuar na edificação apenas na condição acabada (obra pronta), ou seja, ignorando o fato da construção sequencial (andar por andar) da edificação. Assim, no início da construção (poucos andares) a rigidez solo-estrutura é baixa refletindo em uma baixa redistribuição de cargas na fundação e consequente ocorrência de recalques diferenciais. Por outro lado, no final da construção (muitos andares), embora os carregamentos existentes sejam maiores, a rigidez relativa solo-estrutura é maior o que permite uma melhor redistribuição dos esforços na fundação e redução dos recalques diferenciais (GUSMÃO; GUSMÃO FILHO, 1994). Tendo isso em vista, percebe-se a importância da consideração da seqüência construtiva para a análise da ISE.

Ao se considerar (v) grupos de edifícios, percebe-se um maior recalque, que tende a aumentar significativamente ao se diminuir as distâncias entre as edificações vizinhas. Por consequência, a ISE tende a diminuir quando se aumentam as distâncias entre as edificações.

No que se refere ao (vi) tipo de análise, existe uma diferença significativa na ISE se a análise realizada é estática ou dinâmica, especialmente no caso da carga sísmica. Para fins do presente trabalho, serão considerados apenas os aspectos da ISE estática.

Antes de apresentar os modelos de solo para a análise da ISE, cabe evidenciar que o solo não é um material que satisfaz as características de um material puramente elástico. No entanto, o uso da Teoria da Elasticidade para determinar as tensões interiores do solo fornece avaliações satisfatórias em relação ao comportamento em obras e, na ausência de alternativas melhores, o seu uso é justificado (PINTO, 2006). Dentre os principais modelos para representar o solo, numa análise de ISE, estão: o Modelo de Winkler e o Modelo do Meio Contínuo, representados na Figura 13.

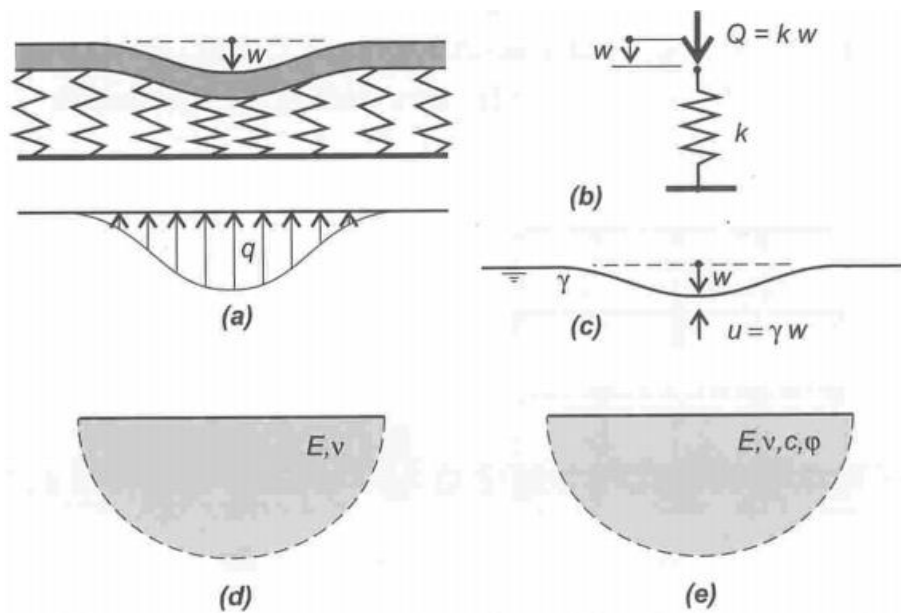


Figura 13: Modelo de Winkler ('a'-'c') e Modelo do Meio Contínuo ('d' meio elástico e 'e' meio elastoplástico).

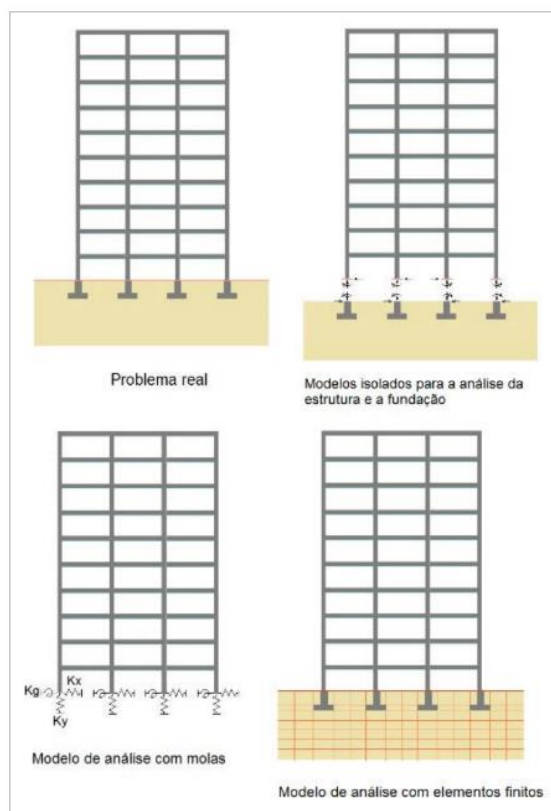
Fonte: Velloso e Lopes (2011).

## 5.1 MODELOS PARA A CONSIDERAÇÃO DA ISE

Acerca da ISE nos projetos de edificações, Iwamoto (2000, p.2) diz:

Uma das inúmeras vantagens em considerar a interação solo-estrutura é a possibilidade de estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficiente e confiáveis.

A literatura é bastante vasta sobre o tema ISE e diversos modelos têm sido sugeridos para simular esse efeito, tanto para estruturas de fundação superficiais quanto profundas. Como o enfoque do presente trabalho é relativo apenas às fundações superficiais, mais especificamente com sapatas, será dado destaque a três modelos, considerados mais usuais para fins de projeto. São eles: (i) Modelo dos Apoios Indeslocáveis (sem ISE); (ii) Modelos de Winkler; e (iii) Modelo do Meio Contínuo. A Figura 14 ilustra o problema real de uma edificação assentada sobre um terreno bem como os três modelos de análise estrutural supracitados. Cabe destacar que apenas os modelos de Winkler e do Meio Contínuo consideram os aspectos da ISE.



**Figura 14: Problema real e modelos de cálculo tradicional e considerando a ISE.  
Fonte: AltoQi - A Interação Solo-Estrutura.**



### **5.1.1 Modelos de Apoios Indeslocáveis**

O Modelo de Apoios Indeslocáveis pressupõe o cálculo independente da estrutura da edificação (superestrutura) e da estrutura da fundação (infraestrutura) considerando a inexistência de recalques (apoios indeslocáveis). Essa modelagem é bastante corriqueira em projetos estruturais de edificações, porém nem sempre representa o comportamento real da estrutura, visto que recalques poderão ocorrer resultando numa reconfiguração nos esforços solicitantes em toda a estrutura.

Na abordagem por este modelo, o projetista irá determinar os esforços atuantes nos apoios (reações vertical, horizontal e momentos fletores) decorrente da superestrutura. Tais esforços serão repassados ao engenheiro de fundações para que este dimensione a infraestrutura de modo a permitir a dissipação do carregamento no solo. No entanto, o engenheiro de fundações deverá realizar 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. Tendo em vista os carregamentos e as características do solo, será determinado o tipo de fundação a ser adotado, número, forma e dimensões dos elementos de fundação, cotas de assentamento, entre outros aspectos.

Pela simplicidade dos cálculos, esse modelo é o mais utilizado em projetos de engenharia. Porém, com o constante avanço de recursos computacionais, já é possível fazer as devidas considerações do comportamento do solo (recalques gerados) para fins de projeto, e não apenas para fins acadêmicos. Os dois modelos apresentados a seguir (Winkler e Meio Contínuo), tratam desse assunto.

### **5.1.2 Modelo de Winkler**

O Modelo de Winkler, baseado na Hipótese de Winkler, pressupõe que as pressões de contato solo-fundação são proporcionais aos recalques gerados, com essa consideração válida tanto para carregamentos verticais quanto para ações horizontais (WINKLER, 1867 apud ANTONIAZZI, 2011). Essa hipótese pode ser resumida pela seguinte relação:

$$\sigma = k_v \cdot h$$

(equação 11)

Onde:  $\sigma$  – pressão de contato solo-fundação;

$K_v$  – coeficiente de reação vertical;

$h$  – recalque elástico ou imediato.

Winkler foi o primeiro pesquisador a propor uma representação do solo através de um sistema de molas. No Modelo de Winkler, o solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si, sendo consideradas somente as deformações ocorridas na região das fundações. O Modelo de Winkler, de modo simplificado, está representado na Figura 15, sendo considerada nesse caso apenas a carga vertical, tendo o solo uma deformação vertical, proporcional à carga, somente na região de aplicação da carga.

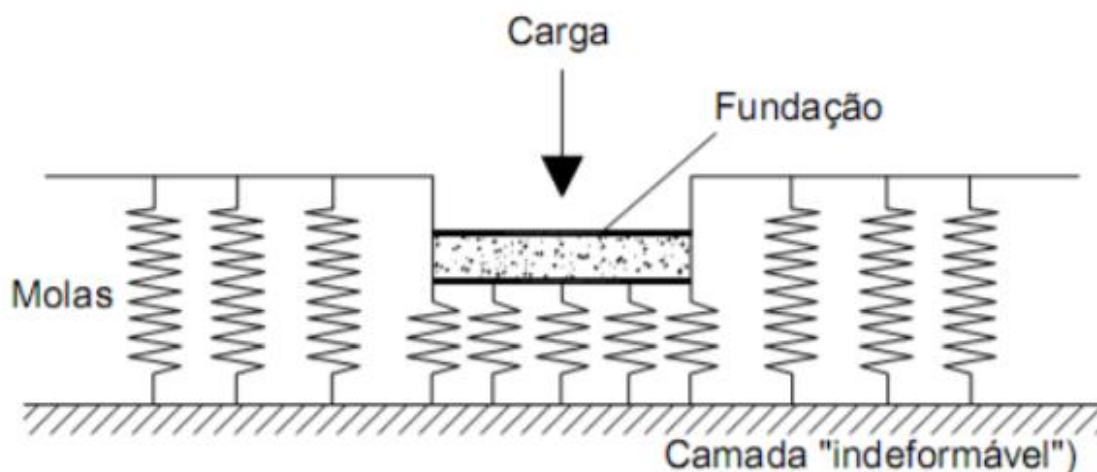


Figura 15: Modelo de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas.

Fonte: Antoniazzi (2011)

Importante destacar que o  $K_v$  é absolutamente fundamental na abordagem do modelo de Winkler e pode ser calculado através dos diversos procedimentos já citados anteriormente. Embora o Método de Winkler possua uma abordagem bastante simples se comparada com o Método do Meio Contínuo, tem-se como principal problema determinar, de maneira adequada, o

módulo de reação vertical que melhor representa o solo, visto a existência de diversos procedimentos para isto (MENDES, 2016).

O Modelo de Winkler, por sua simplicidade, apresenta algumas limitações que devem ser perfeitamente entendidas pelo engenheiro projetista. Em relação à fundação superficial tipo sapatas, na escolha de sapatas rígidas, para fins de cálculo, adota-se coeficientes de molas globais. Outra limitação importante consiste que o modelo considera cada elemento da fundação de modo isolado, ou seja, não considera a interação entre os elementos de fundação ou a interferência de construções vizinhas. Ainda, embora o modelo preveja um funcionamento mecânico típico de molas, este ocorre, nos casos de carregamentos verticais, apenas para a condição de compressão (afundamento), não sendo válido este modelo para a condição de tração (arrancamento). Sobre o procedimento de cálculo, considerando a ISE sobre a ótica do Modelo de Winkler, é tido que:

O processo de cálculo deve ser iterativo, pois os coeficientes das molas dependem das dimensões da fundação e estas dependem da rigidez atribuída às molas. Assim, os coeficientes de rigidez das molas devem ser recalculados em cada iteração em função das dimensões das bases obtidas, repetindo o processo até que não exista variação importante nas dimensões das bases ou nos valores de rigidez das molas. O processo converge muito rapidamente, quase sempre em 3 - 4 iterações no máximo. Fonte: AltoQi- A Interação Solo-Estrutura.

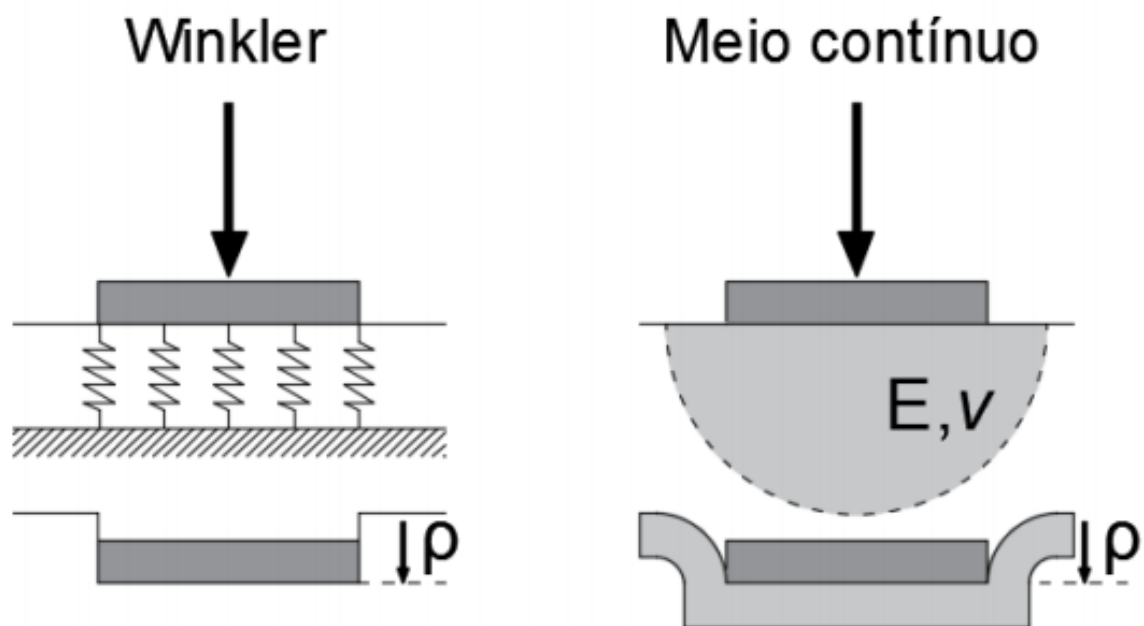
### **5.1.3 Modelo do Meio Contínuo**

Algumas das limitações impostas pelo Modelo de Winkler, principalmente no que se refere ao critério de deslocamento apenas na região sob a fundação e a incapacidade de avaliação da interferência entre elementos de fundação podem ser incorporadas na abordagem pelo Modelo de Meio Contínuo de modo a tentar representar melhor a condição real.

Sabe-se que, em situações reais, o fenômeno da coesão (bastante característico de solo argiloso) é responsável por uma superfície de deslocamento no solo que não envolve apenas a região carregada (base da sapata), mas também algumas regiões fora dessa zona. Do mesmo modo, sapatas isoladas podem interferir uma na outra através da sobreposição dos bulbos de pressões. Assim, numa abordagem da ISE, esses problemas podem

ser solucionados através da modelagem do solo como um meio contínuo, em detrimento do uso de coeficiente de molas. A Figura 16 traz uma comparação entre os dois modelos citados.

Segundo Mendes (2016) a modelagem do meio contínuo pode ser feita de forma simplificada considerando o solo como homogêneo, isotrópico e linearmente elástico, ou então, numa abordagem mais complexa, embutido consideração da não-homogeneidade, anisotropia e não linearidade do solo, condições essas, mais realistas.



**Figura 16: Comparação do Método de Winkler e do Meio contínuo.**  
Fonte: Mendes (2016)

A escolha da modelagem do meio contínuo entre meio elástico ou elastoplástico fica a critério do engenheiro projetista. No entanto, dificilmente se justifica a modelagem elastoplástica para fins de projeto devido a sua alta complexidade (VELLOSO; LOPES, 2011).

## 5.2 RESUMO DOS TRÊS MODELOS

A Tabela 10 apresenta um resumo dos modelos apresentados para o estudo conjunto do solo, da fundação e da superestrutura.

**Tabela 10: Resumo dos três modelos**

<b>Modelo</b>	<b>Limitações</b>	<b>Observações</b>
<b>Apoios Indeslocáveis</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Não considera os recalques gerados na estimativa de esforços solicitantes e dimensionamento dos elementos estruturais.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Ocorrência de esforços não considerados na análise estrutural.</li><li>• Modelo predominante em projetos mais usuais.</li><li>• Faz o uso de recalques admissíveis.</li></ul>
<b>Winkler</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Considera os elementos de fundação como isolados, ou seja, não prevê a influência entre elementos.</li><li>• Não considera os esforços de tração, apenas de compressão, ou seja, o modelo não se aplica a esforços como o de arrancamento.</li><li>• As deformações geradas nesse modelo são restritas à área de contato com a sapata, considerando o sentido do movimento.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Faz uso de coeficientes de molas, que podem ser utilizados para permitir movimentos de rotação e translação em seis graus de liberdades no pórtico tridimensional.</li><li>• Análise usualmente é iterativa.</li><li>• Pode ser avaliado considerando vários tipos de vinculação, conforme os graus de liberdade de movimento existentes.</li></ul>
<b>Meio Contínuo</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Difícil modelagem do meio, visto a complexidade de parâmetros que o solo pode apresentar.</li><li>• Faz uso de ferramentas numéricas e, portanto, nem sempre disponíveis para a maioria dos engenheiros projetistas.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• É o modelo que melhor representa a realidade.</li><li>• Prevê a influência entre os elementos de fundação.</li></ul>

**Fonte: Autor**

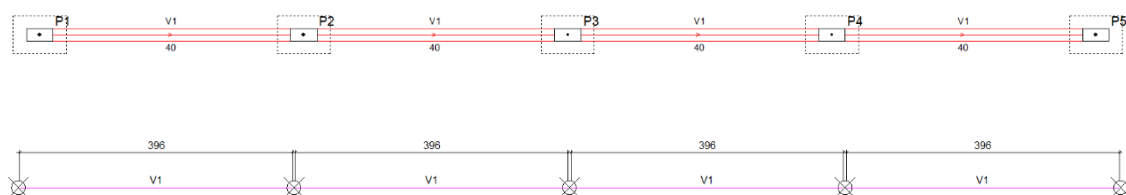
## CAPÍTULO 6 - MÉTODO

Tendo em vista que a proposta central do presente trabalho é avaliar os efeitos da ISE na redistribuição de esforços e na estabilidade global da edificação, propõe-se o modelo de estudo que será detalhado ao longo deste capítulo. Para tanto, este estudo contou com o auxílio dos *softwares* Eberick v.9 (AltoQi), Ftool (TecGraf – PUC-Rio) e Excel (Microsoft)

### 6.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

#### 6.1.1 Pórtico Plano

O estudo a seguir será feito considerando uma estrutura de pórtico plano, com cinco linhas de pilares alinhados e com variação no número de pavimentos. A Figura 17 traz a vista em planta do pórtico plano adotado, independentemente do número de pavimentos.



**Figura 17: Vista em planta do Pórtico Plano.**  
Fonte: Autor

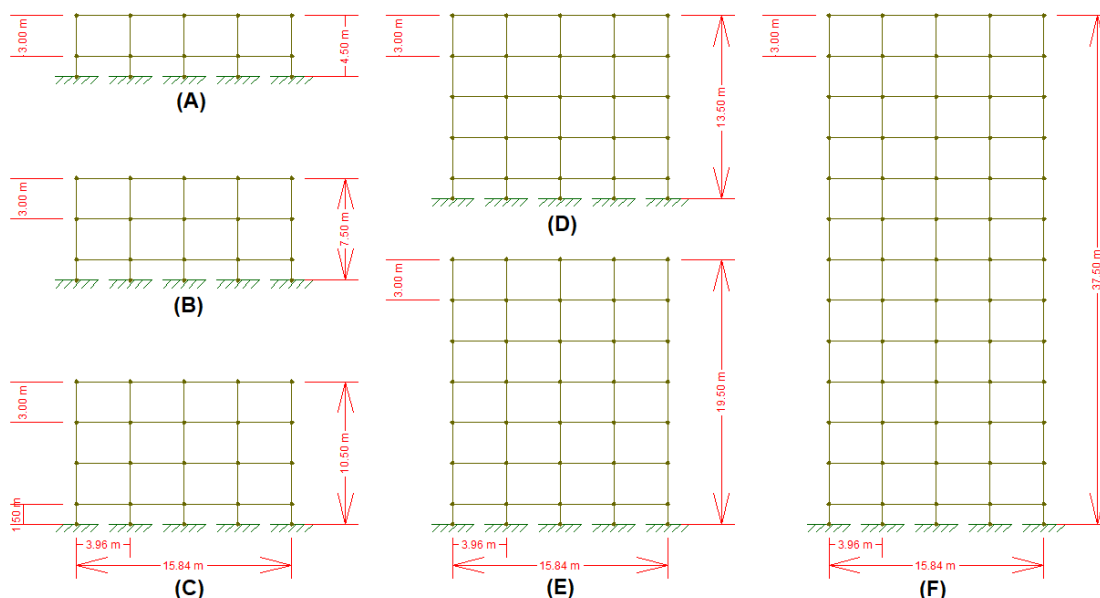
#### 6.1.2 Seção dos elementos do Pórtico Plano

Foi adotado para todos os modelos estudados, independentemente do número de pavimentos, pilares retangulares com seção transversal de 20 cm x 40 cm e vigas retangular com seção transversal de 20 cm x 60 cm. O dimensionamento das armaduras ao ELU não faz do escopo deste trabalho.

#### 6.1.3 Número de pavimentos

Foram avaliados pórticos planos com número distinto de pavimentos, sendo estudado modelos com 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos. A Figura 18, feita

com auxílio do *software Ftool*, traz uma representação dos pórticos unifilares, tendo os apoios na fundação e engastados (modelo de referência deste estudo). A distância entre pavimentos (pilares na superestrutura) foi de 3,00 m enquanto que o pilarete (pillar de arranque) teve altura de 1,50 m.



**Figura 18: Exemplos dos pórticos planos estudados (modelo de referência com apoios engastados).**

**Legenda:** (A) 1 pavimento; (B) 2 pavimentos; (C) 3 pavimentos; (D) 4 pavimentos; (E) 6 pavimentos; e (F) 12 pavimentos.

**Fonte:** Autor

#### 6.1.4 Critérios adotados

Foi considerado um concreto C30 ( $f_{ck} = 30$  MPa) com módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) igual a 30.672,5 MPa e módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) igual a 26.838,4 MPa.

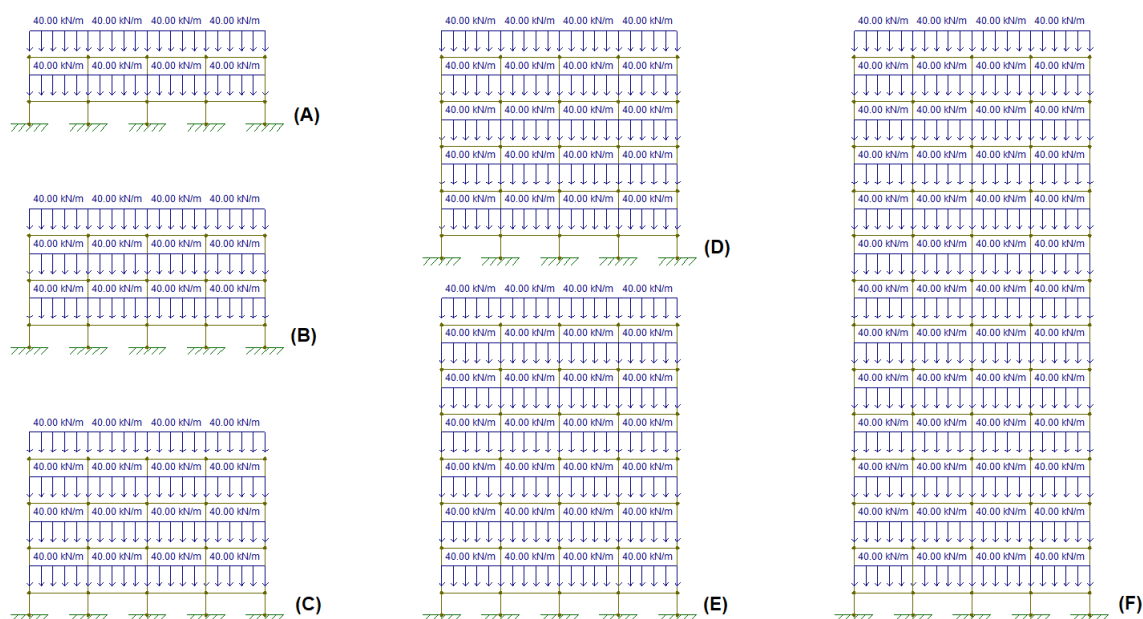
### 6.2 CARGAS ATUANTES

#### 6.2.1 Carregamento Vertical

Foi lançada uma carga vertical atuante  $10 \text{ kN/m}^2$  em todos os pavimentos, considerando um pano de laje hipotético de  $15,84 \text{ m}^2$  ( $4,00 \text{ m} \times 3,96 \text{ m}$ ) por tramo da viga. Dessa forma, a carga vertical foi lançada exclusivamente como carga uniformemente distribuída sobre a viga 1 com vão de 3,96 m cada tramo e, portanto, resultando numa carga de  $40 \text{ kN/m}$ . Desse montante, 80% ( $32 \text{ kN/m}$ )

foi considerado como carga permanente “adicional” (G2) e 20% (18 kN/m) foi considerado como carga acidental (Q).

A carga de 10 kN/m<sup>2</sup> é um valor médio sugerido na literatura e que engloba, de maneira geral, as cargas permanentes, como o peso próprio da estrutura (vigas, pilares e lajes), cargas adicionais (ex. revestimentos e paredes) e cargas variáveis (destinação do uso) para uma edificação com fins residenciais (QISUPORTE; COSTA, CARMO). A Figura 19 traz o exemplo dos lançamentos das cargas uniformemente distribuídas na estrutura para os modelos estudados.



**Figura 19: Carga vertical total de 40 kN/m aplicada nas vigas do pórtico plano.**  
**Legenda:** (A) 1 pavimento; (B) 2 pavimentos; (C) 3 pavimentos; (D) 4 pavimentos; (E) 6 pavimentos; e (F) 12 pavimentos.

**Fonte: Autor**

## 6.2.2 Carregamento Horizontal

Para as ações horizontais foi considerada a ação do vento. As ações horizontais de sismos foram desprezadas, supondo-se que o pórtico se encontra em Zona Sísmica 0. As ações decorrentes do desaprumo também foram consideradas nulas.



### 6.2.2.1 Carga do vento

A ação do vento depende de vários fenômenos meteorológicos e possui caráter aleatório e, devido a isso, deve-se assumir a direção do vento que seja mais desfavorável para a estrutura em estudo (CARVALHO; PINHEIRO, 2013). Tendo isso em vista, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.62) “os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123 (1988) [...]”. a qual fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento para efeitos de cálculo de edificações.

#### 6.2.2.1.1 Velocidade Característica do Vento ( $V_k$ )

Em consonância com o disposto na ABNT NBR 6123 (1988), a velocidade característica do vento é determinada a partir da velocidade básica do vento  $V_0$ , parâmetro relacionado com a localização geográfica da edificação a ser construída. Além da velocidade básica do vento, são considerados os fatores  $S_1$  (fator topográfico),  $S_2$  (fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno) e  $S_3$  (fator estatístico) para a determinação da velocidade característica do vento,  $V_k$  (m/s), sendo este cálculo simplificado na seguinte expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{(equação 12)}$$

Onde:  $V_0$ - velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  - fator topográfico;

$S_2$ - fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$ - fator estatístico.

O fator  $S_2$  usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura  $z$  acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão

$$S_2 = b \cdot F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad \text{(equação 13)}$$

Onde:  $S_2$  = fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

Os parâmetros  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  são obtidos a partir da tabela constante na ABNT NBR 6123 (1988);

$z$  – altura acima do nível geral do terreno (m).

#### 6.2.2.1.2. Pressão dinâmica ou pressão de obstrução do vento ( $q$ )

A ABNT NBR 6123 (1988) especifica um roteiro de cálculo para determinar as forças estáticas devidas ao vento. Para tanto, em condições normais de pressão (1 atm) e de temperatura (15°C), a pressão dinâmica “ $q$ ”, em  $N/m^2$ , exercida decorrente da ação do vento sobre uma superfície é função da velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e pode ser determinada através da seguinte relação:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{(equação 14)}$$

Onde:  $q$  - pressão dinâmica ou de obstrução do vento ( $N/m^2$ );

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s).

#### 6.2.2.1.3 Força de Arrasto

De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela é obtida por meio da soma vetorial das forças atuantes de vento. A componente da força global na direção do vento é a força de arrasto,  $F_a$  (em Newtons), obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \text{(equação 15)}$$

Onde:  $C_a$  - coeficiente de arrasto (adimensional);

$q$  - pressão dinâmica de referência ( $N/m^2$ );

$A_e$  - área frontal efetiva ( $m^2$ ), que corresponde à área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (‘área de sombra’).

#### 6.2.2.1.4 Parâmetros adotados

Para este estudo, adotou-se vento não turbulento apenas na direção X+ (esquerda para direita), com velocidade básica de 42 m/s (referente ao município de Florianópolis), com Fator Topográfico  $S_1$  e Fator Estatístico  $S_3$  iguais a 1,0. Em relação ao Fator  $S_2$ , a norma ABNT NBR 6123 (1988) “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 ou parte da edificação em consideração”. Assim, foi adotada como rugosidade do terreno a Categoria II, tendo como a maior dimensão horizontal ou vertical da edificação entre 20 m e 50 m para os pórticos planos estudados, independentemente do número de pavimentos. Os parâmetros  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  (equação 13) obtidos a partir da tabela constante na ABNT NBR 6123 (1988) para a categoria II classe B são 1,00; 0,98 e 0,09, respectivamente

Conforme visto na equação 15 ( $F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$ ), a força horizontal decorrente da ação do vento a ser aplicada na estrutura é função da área frontal efetiva (área de fachada), da pressão dinâmica de referência (dependendo do parâmetros adotados e citados anteriormente) e do coeficiente de arrasto. Neste sentido, foi considerada uma área frontal efetiva de 12 m<sup>2</sup> (4 m de lado por 3 m de pé direito) e um coeficiente de arrasto no valor de 1,27 para todos os pórticos estudados.

A  $F_a$  foi calculada através de planilhas eletrônicas e os valores obtidos estão apresentados na Tabela 11. Deve-se atentar que a  $F_a$  no último pavimento é dada pela metade do valor calculado. Assim, para o pórtico plano de 12 pavimento, o valor reduzido final (9,97 kN) já consta na Tabela 11. Para os pórticos planos de 1, 2, 3, 4 e 6 pavimentos, os valores calculados, conforme os parâmetros adotados são os mesmos. No entanto, deve-se descartar as  $F_a$  dos pavimentos inexistentes e reduzir pela metade o valor da  $F_a$  do último pavimento. Assim, os valores da  $F_a$  para o último pavimento nos pórticos planos de 1, 2, 3, 4 e 6 pavimentos são 6,37 kN, 7,22 kN, 7,77 kN, 8,18 kN e 8,80 kN, respectivamente.

**Tabela 11: Força de arrasto do vento calculadas através de planilhas eletrônicas**

Pavimento	$z^a$ (m)	$S_2^b$	$V_k^c$ (m/s)	$q^d$ (kN/m)	$F_a^e$ (kN)	$F_a^f$ (kN)
12	36	1,10	46,19	1,31	9,97	9,97
11	33	1,09	45,83	1,29	19,62	-
10	30	1,08	45,44	1,27	19,29	-
9	27	1,07	45,01	1,24	18,93	-
8	24	1,06	44,53	1,22	18,53	-
7	21	1,05	44,00	1,19	18,09	-
6	18	1,03	43,40	1,15	17,59	8,80
5	15	1,02	42,69	1,12	17,03	-
4	12	1,00	41,84	1,07	16,35	8,18
3	9	0,97	40,77	1,02	15,53	7,77
2	6	0,94	39,31	0,95	14,44	7,22
1	3	0,88	36,93	0,84	12,74	6,37
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	

<sup>a</sup> Altura acima do nível geral do terreno; <sup>b</sup>  $S_2$  fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno; <sup>c</sup> velocidade característica do vento; <sup>d</sup> pressão dinâmica ou de obstrução do vento; <sup>e</sup> força de arrasto calculada; <sup>f</sup> força de arrasto reduzida à metade e aplicada no último nó.

**Fonte: Autor**

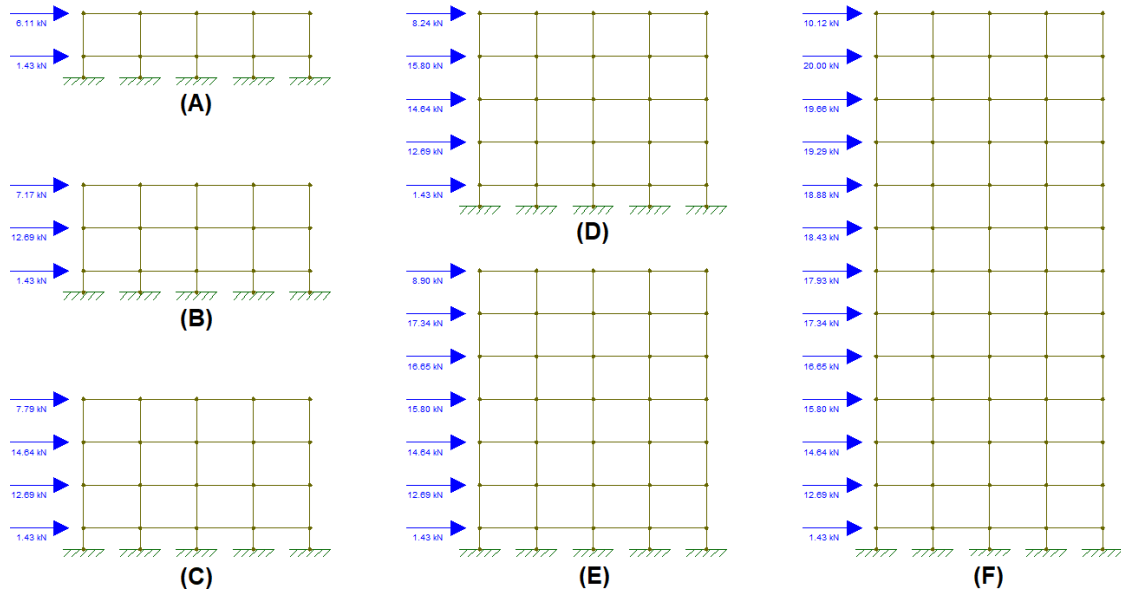
Os valores encontrados na Tabela 11 serviram para validar os valores da  $F_a$  obtidos a partir do software Eberick. A Figura 20, criada com auxílio do *software Ftool*, traz a representação das cargas de vento (cargas horizontais) atuantes na estrutura porticada de 1, 2, 3, 4, 6, e 12 pavimentos, as quais de fato, foram aplicadas neste estudo.

### 6.2.3 Combinação de ações atuantes

As cargas atuantes na estrutura são: (i) carga permanente adicional (G2), carga acidental (Q) e carga de vento (V1). As representações G2, Q e V1 são aquelas utilizadas no *software* Eberick. Neste sentido, a combinação adotada utilizou os valores característicos das ações, tanto para a estrutura quanto para a fundação, bem como para a avaliação da estabilidade global (coeficiente -  $\gamma$ ) do pórtico.

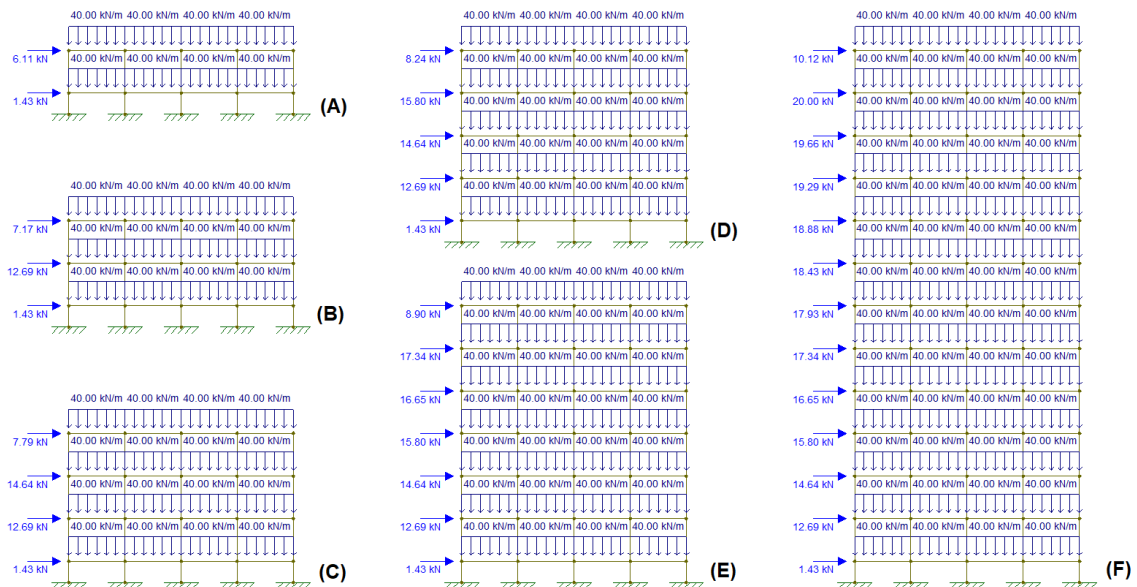
**Combinação adotada:**

$$F_d = 1,0 G_2 + 1,0 Q + 1,0 V_1$$



**Figura 20: Valores numéricos das cargas de vento atuantes nos pórticos planos.**  
**Legenda:** (A) 1 pavimento, (B) 2 pavimentos, (C) 3 pavimentos, (D) 4 pavimentos, (E) 6 pavimentos, (F) 12 pavimentos.  
**Fonte:** Autor

A Figura 21 traz a representação de todas as cargas atuantes ( $G_2 + Q + V_1$ ) nos pórticos planos estudados.



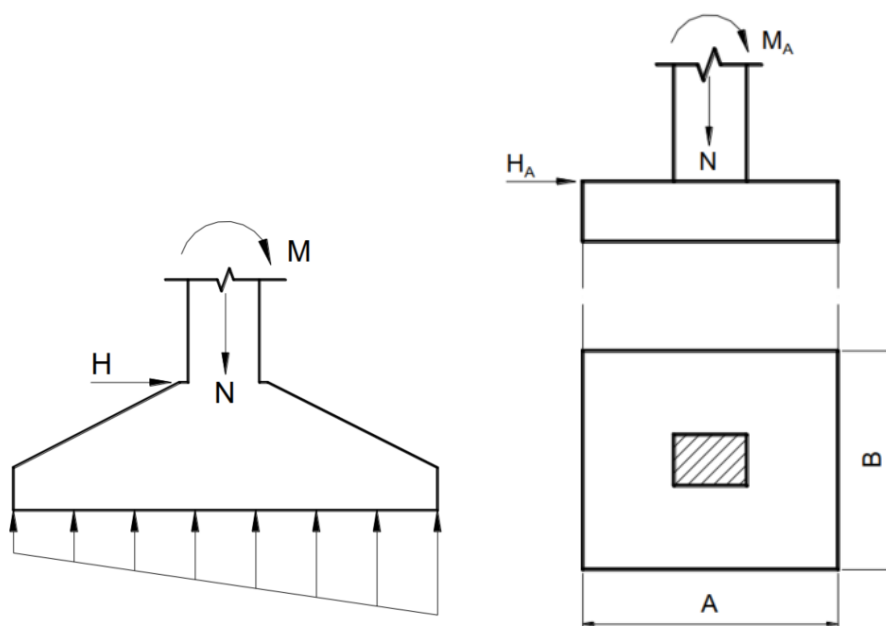
**Figura 21: Pórtico plano com aplicação das cargas conforme combinação de ações.**  
**Legenda:** (A) 1 pavimento; (B) 2 pavimentos; (C) 3 pavimentos; (D) 4 pavimentos; (E) 6 pavimentos; e (F) 12 pavimentos.  
**Fonte:** Autor

#### 6.2.4 Análise estrutural

A análise da estrutura foi do tipo Estática Linear e não foram considerados efeitos de segunda ordem.

#### 6.3 DIMENSIONAMENTO DA SAPATAS

Os elementos da fundação adotados foram do tipo sapata rígida isolada. Para a elaboração dos modelos com análise da ISE fez-se necessário a definição das dimensões das sapatas, de modo que fosse respeitada a tensão admissível do solo. As sapatas foram dimensionadas considerando ação excêntrica em uma direção (Figura 22). Cabe salientar que o dimensionamento citado se restringe a definição das dimensões em planta das sapatas, não abrangendo o dimensionamento estrutural ao ELU.



**Figura 22: Sapata isolada sob ação excêntrica em uma direção.**  
Fonte: Bastos (2019)

A definição das dimensões das sapatas, em função da carga  $P$ , dos momentos transferidos e da resistência do solo, é de fundamental importância para a aplicação da ISE utilizando o Método de Winkler, pois a área em planta e o momento de inércia são diretamente proporcionais aos coeficientes de mola vertical e de rotação, respectivamente, conforme será visto em seções posteriores.

### 6.3.1 Excentricidade dos esforços aplicados nas sapatas

De acordo com Bastos (2019) “Excentricidades nas sapatas podem ser causadas pela existência de momentos fletores ou força horizontal no pilar, como também pela carga vertical, quando aplicada fora do centro de gravidade da base da sapata [...]”. A Figura 23 traz uma representação de uma sapata sob ações excêntricas. A equação 16 define o valor da excentricidade gerado na sapata.

$$e = \frac{M}{k_{maj} \cdot N_k} \quad \text{(equação 16)}$$

Onde: M - momento fletor atuante no centro de inércia da sapata (kN.cm);

$k_{maj}$  – coeficiente de majoração da carga axial  $N_k$  (adimensional);

$N_k$  – carga axial descarregada pela estrutura (kN).

Para que não haja ocorrência de esforços de tração no diagrama de tensões transmitidas da sapata para o solo é necessário que a excentricidade (e) seja menor que  $A/6$  (A = dimensão da sapata perpendicular ao eixo de atuação do momento fletor), ou seja, que a força resultante atue em um ponto dentro do núcleo central da sapata (Figura 23). Esta condição foi atendida para todas as sapatas analisadas em todos os modelos propostos.

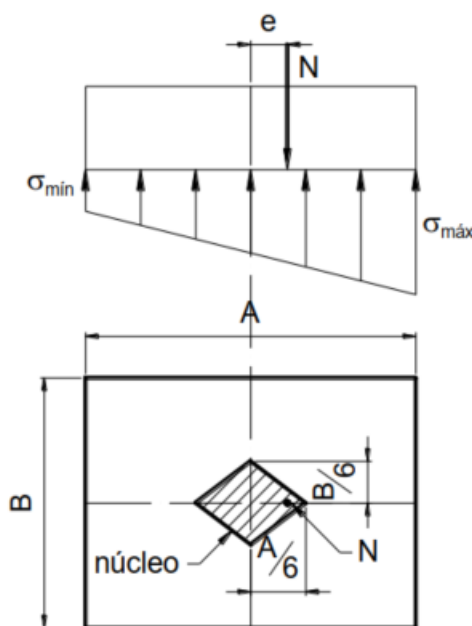


Figura 23: Ponto de aplicação da força dentro do núcleo central de inércia.  
Fonte: Bastos (2019).

### 6.3.2 Tensão aplicada no solo

Tendo em vista a consideração sobre excentricidade exposta anteriormente, quando atendida a condição  $e < A/6$  (A sendo a dimensão da sapata perpendicular ao eixo de atuação do momento fletor) tem-se a seguinte tensão aplicada:

$$\sigma = \frac{k_{maj}.N_k}{A.B} \pm \frac{M \cdot y}{I} \quad \text{(equação 17)}$$

Onde:  $k_{maj}$  – coeficiente de majoração da carga axial  $N_k$  (adimensional);

$N_k$  – carga axial descarregada pela estrutura (kN);

A – maior dimensão da sapata (cm);

B – menor dimensão da sapata (cm);

M – momento fletor atuante no centro de inércia da sapata (kN.cm) em relação ao eixo y;

y – metade da dimensão lateral A ou A/2 (cm)

$I_y$  – momento de inércia da sapata em relação ao eixo y (paralelo a menor dimensão da sapata (m<sup>4</sup>) ( $I = B \cdot A^3 / 12$ ))

Assim, de acordo com Bastos (2019), a consideração do valor da excentricidade (equação 16) na tensão aplicada (equação 17) resulta nos valores máximos ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ) e mínimos ( $\sigma_{m\acute{i}n}$ ) de tensão aplicados nas extremidades da sapata. Para tanto, as equações 18 e 19 resumem essa abordagem:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{K_{maj}.N_k}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{A}\right) \quad \text{(equação 18)}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{K_{maj}.N_k}{A.B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{A}\right) \quad \text{(equação 19)}$$

Onde:  $\sigma_{m\acute{a}x}$  – tensão máxima aplicada no solo (kN/cm<sup>2</sup>) no bordo mais comprimido da sapata;

$\sigma_{m\acute{i}n}$  – tensão mínima aplicada no solo (kN/cm<sup>2</sup>) no bordo menos comprimido da sapata;

$k_{maj}$  – coeficiente de majoração da carga axial  $N_k$  (adimensional);



$N_k$  – carga axial descarregada pela estrutura (kN);

A – maior dimensão da sapata (cm);

B – menor dimensão da sapata (cm);

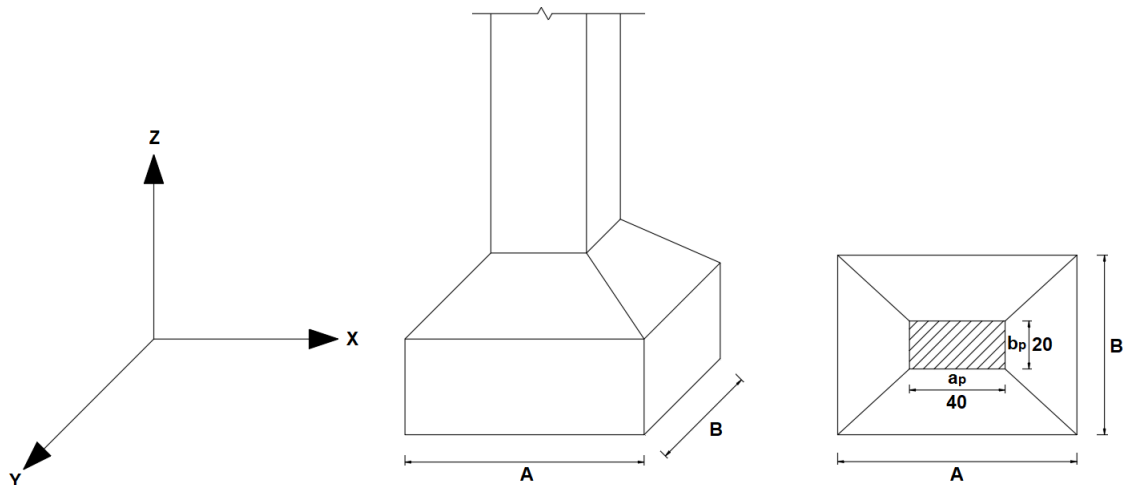
e – excentricidade gerada pelo momento fletor aplicado na sapata (cm)

### 6.3.3 Coeficiente majorador da carga vertical

De acordo com Bastos (2019), o coeficiente majorador da carga vertical ( $k_{maj}$ ) das ações permanentes tem a finalidade de estimar o peso próprio da sapata e do solo sobre a sapata. No presente trabalho, o  $k_{maj}$  adotado foi de 1,10 aplicado ao carregamento vertical total (carga axial apenas) descarregado na sapata. Em suma, isso representa majorar em 10% a carga P total aplicada em cada sapata.

### 6.3.4 Determinação das dimensões das sapatas isoladas

Para este trabalho buscou-se adotar sapatas retangulares com tamanhos de balanços próximos nas duas direções. A Figura 24 apresenta notações (A, B,  $a_p$  e  $b_p$ ) das dimensões aplicadas em uma sapata



**Figura 24: Notação das dimensões e ações aplicadas na sapata.**

**Legenda:** A – maior dimensão da sapata (eixo X); B – menor dimensão da sapata (eixo Y);  $a_p$  – maior dimensão (cm) do pilar (eixo X);  $b_p$  – menor dimensão (cm) do pilar (eixo Y).

**Fonte: Autor**

Tendo em vista as notações apresentadas na Figura 24, para encontrar a menor dimensão da sapata (lado B), foi aplicada a seguinte equação:

$$B = \frac{1}{2} (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot (b_p - a_p)^2 + S_{sap}} \quad \text{(equação 20)}$$

Onde: B – menor dimensão da sapata retangular (m);

$b_p$  – menor dimensão do pilar retangular (m)

$a_p$  – maior dimensão do pilar retangular (m)

$S_{sap} = k_{maj} \cdot N_k / \sigma_{adm}$  - área mínima da base da sapata para atender a tensão admissível do solo sem considerar o momento fletor atuante (m<sup>2</sup>).

As dimensões da base das sapatas foram adotadas como sendo múltiplos de 5 cm. Assim, o valor B encontrado na equação 20 foi arredondado para o valor múltiplo de 5 cm imediatamente superior. Uma vez definido o valor da menor dimensão da sapata, aplicou-se a equação 21 para determinar a maior dimensão (lado A) da sapata retangular, sendo que o coeficiente 0,25 (m) foi utilizado de forma a aproximar os balanços em ambas direções.

$$A = B + 0,25 \quad \text{(equação 21)}$$

Onde: A – maior dimensão da sapata retangular (m);

B – menor dimensão da sapata retangular (m).

A área da base da sapata a ser considerada é o produto das dimensões A e B e devem atender ao requisito da tensão máxima aplicada ao solo, conforme visto na equação 18, a qual incluir os esforços de momento fletor aplicados na fundação. Na hipótese de a área da base da sapata não atender ao requisito da tensão máxima aplicada ao solo, a dimensão B da sapata (consequentemente a dimensão A também) foi aumentada gradualmente em múltiplos de 5 cm até que esse requisito fosse satisfeito. Em resumo, a tensão máxima adquirida a partir da equação 18 determinou as dimensões em planta das sapatas, procurando obter sapatas com as menores dimensões possível, porém respeitando o valor limite máximo a tensão admissível do solo, ou seja,  $\sigma_{m\acute{a}x,solo} \leq \sigma_{adm,solo}$ .

## 6.4 APLICAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

A avaliação da ISE será feita de acordo com o Modelo de Winkler, o qual admite recalques elásticos da estrutura correspondentes a existência hipotética de molas na fundação, tema bastante abordado no Capítulo 4.

### 6.4.1 Solos adotado

Com o propósito de simplificação, o presente trabalho selecionou e arbitrou dois tipos de solos arenosos, como valores distintos de capacidade de suporte e, por conseguinte, do  $K_v$  correlato. Para representar um solo arenoso com menor capacidade de suporte, adotou-se uma tensão admissível de 160 kN/m<sup>2</sup> a qual é equivalente a um solo com valor médio  $N_{SPT} = 8$ . Para representar um solo arenoso com maior capacidade de suporte, adotou-se uma tensão admissível de 400 kN/m<sup>2</sup> a qual é equivalente a um solo com valor médio  $N_{SPT} = 20$ .

### 6.4.2 Definição do coeficiente de reação vertical do solo

Ao longo da revisão de literatura foi elencado diversas formas para a obtenção do  $K_v$  do solo, podendo ser através de (i) Tabelas de Valores Típicos, (ii) Tabelas de Correlação ou (iii) através do cálculo do recalque da fundação, conforme visto na equação 8.

Com a justificativa de simplificar a abordagem da ISE e de uniformizar a influência do solo sobre a estrutura, será utilizada para determinação do  $K_v$  do solo a Tabela de Correlação apresentada por Morrison (1993) (ver Tabela 9, Capítulo 4), tendo os valores correspondentes apresentados na Tabela 12.

**Tabela 12: Resumo das características dos solos adotados**

Tipo de Solo <sup>a</sup>	$\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_v$ <sup>b</sup> (kN/m <sup>3</sup> )	$N_{SPT}$ (médio) de referência
Areia pouco compacta	160	32800	8
Areia compacta	400	80000	20

<sup>a</sup> Classificação da capacidade do solo de acordo com a ABNT NBR 6468 (2001); <sup>b</sup> Correlação obtida a partir da Tabela de Morrison (1993).

**Fonte: Autor**

### 6.4.3 Determinação dos coeficientes de mola

O coeficiente de mola vertical ( $k_{mv}$ ) (translação no eixo Z) foi definido com o produto do  $K_v$  (ver Tabela 12) e a área da base da sapata (ver item 4.6), conforme a equação abaixo.

$$k_{mv} = k_v \cdot A \cdot B \quad \text{(equação 22)}$$

Onde:  $k_{mv}$  – coeficiente de mola vertical (kN/m);

A – maior dimensão em planta da sapata (m);

B – menor dimensão em planta da sapata (m).

Em relação ao coeficiente de mola horizontal ( $k_{mh}$ ) (translação no eixo X), o valor adotado foi igual ao coeficiente de mola vertical, conforme a relação abaixo. Como visto na revisão de literatura, o  $K_h$ , e, portanto, também o  $K_{mh}$ , possuem maior relevância para fundações profundas.

$$k_{mh} = k_{mv} \quad \text{(equação 23)}$$

Onde:  $k_{mh}$  – coeficiente de mola horizontal (kN/m);

$k_{mv}$  – coeficiente de mola vertical (kN/m);

Em relação ao coeficiente de mola de rotação (eixo Y) ( $k_{m\theta,y}$ ), o mesmo foi determinado como sendo o produto do  $K_v$  (ver Tabela 12) e o momento de inércia em torno do eixo “y” ( $I_y$ ), conforme apresentado na equação 24 (SILVA, 2015; ALTOQI – A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA).

$$k_{m\theta,y} = k_v \cdot I_y = k_v \cdot \left( \frac{B \cdot A^3}{12} \right) \quad \text{(equação 24)}$$

Onde:  $k_{m\theta,y}$  – coeficiente de mola de rotação em torno do eixo “y” (kN.m/rad);

$K_v$  – coeficiente de reação vertical (kN.m<sup>3</sup>);

$I_y$  – momento de inércia em torno do eixo “y” (m<sup>4</sup>);

A – maior dimensão em planta da sapata (m) (eixo X);

B – menor dimensão em planta da sapata (m) (eixo Y).

#### **6.4.4 Vínculos adotados na fundação e inserção dos coeficientes de mola no *software* Eberick**

Os modelos foram estudados segundo três tipos de vínculos (sapata-pilar) na fundação, sendo: (i) engastado, (ii) rotulado, (iii) elástico.

O vínculo engastado pressupõe apoio indeslocável absoluto, ou seja, sem a ocorrência de translação ou rotação na sapata em qualquer direção. O vínculo rotulado pressupõe apoio indeslocável apenas para os movimentos de translação (eixos Z e X), no entanto permite a livre movimentação de rotação (eixo Y). O vínculo elástico, utilizado para a aplicação da ISE, permite a ocorrência de deslocamentos conforme a adoção de uma constante de mola no centro de gravidade da sapata.

Por se tratar de um estudo em pórtico plano, existem três graus de liberdade para movimentação na sapata: (i) translação em relação do eixo “z” (Deslocamento Z); (ii) translação em relação ao eixo “x” (Deslocamento X); e (iii) rotação em relação ao eixo “y” (Rotação Y). A Figura 24 traz uma representação dos eixos considerados no *software* Eberick e adotados neste trabalho. Em virtude do *software* Eberick fazer a análise estrutural de forma tridimensional, a configuração dos vínculos da fundação prevê a ocorrência de seis graus de liberdade. Dessa forma, os movimentos de translação em relação ao eixo “y” (Deslocamento Y), rotação em relação ao eixo “x” (Rotação X) e rotação em relação ao eixo “z” (Rotação Z) foram considerados impedidos (restringidos).

#### **6.4.5 Processo iterativo de aplicação da ISE**

A abordagem da ISE é um processo iterativo e foi aplicado conforme a rotina de cálculo apresentada a seguir:

- 1) Determinação dos esforços (axiais e momentos fletores) aplicados na fundação a partir do modelo estrutural (análise estática linear) com vínculos engastados.
- 2) Obtido os esforços na fundação, foram determinadas as dimensões das sapatas, respeitando a tensão máxima admissível, conforme o item 6.3.2.
- 3) A partir das dimensões das sapatas, foram determinados os coeficientes de mola (translação e rotação).

- 4) Análise do modelo estrutural, agora com os apoios rígidos substituídos por apoios elásticos.
- 5) Obtenção dos novos esforços (axiais e momentos fletores) aplicados na fundação a partir do processamento modelo estrutural com os apoios elásticos.
- 6) Nova determinação das dimensões das sapatas em função dos novos esforços determinados, respeitando a tensão máxima admissível, conforme o item 6.3.2.
- 7) Obtenção dos coeficientes de mola (translação e rotação) em função das novas dimensões das sapatas.
- 8) Reanálise do modelo estrutural, agora com os apoios elásticos definidos por último.
- 9) O processo iterativo se repete até que não haja mais alteração nos coeficientes de mola (função das dimensões das sapatas) ou das reações de apoio.

#### **6.4.6 Exemplo numérico da consideração da ISE**

A fim de exemplificar a rotina de cálculo na consideração da ISE, é apresentada a seguir os valores obtidos para o pórtico plano de 4 pavimentos assentado sobre o solo com tensão admissível de  $160 \text{ kN/m}^2$ .

O pórtico plano de 4 pavimentos é processado considerando os apoios indeslocáveis e com vínculo engastado, resultado nas reações de apoio ( $N_k$  e  $M_k$ ) apresentadas da Tabela 13. A partir destas reações, foram dimensionadas as sapatas respeitando da tensão admissível do solo ( $160 \text{ kN/m}^2$ ). Definidas as dimensões das sapatas, obtiveram-se a área e o momento de inércia correspondente. Na sequência foram determinados os coeficientes de mola.

Os coeficientes de mola obtidos a partir da Tabela 13 foram inseridos nos apoios do pórtico de modo a considerar a ISE (primeira iteração). A estrutura foi reprocessada sendo obtidos novas reações de apoio bem como novas dimensões de sapatas e novos coeficientes de mola, constantes na Tabela 14.

Os coeficientes de mola obtidos a partir da Tabela 14 foram inseridos nos apoios do pórtico de modo a considerar a ISE (segunda iteração). A estrutura foi reprocessada sendo obtidos novas reações de apoio bem como novas dimensões de sapatas e novos coeficientes de mola, constantes na Tabela 15.

**Tabela 13: Parâmetros do pórtico plano de 4 pavimentos (vinculo engastado)**

Engastado	$N_k$ kN	$M_k$ kN.m	A m	B m	$\sigma_{m\acute{a}x}$ kN/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>	Inércia m <sup>4</sup>	$K_v$ kN/m <sup>3</sup>	$K_{mv} = K_{mh}$ kN/m	$K_{m\theta,y}$ kN.m/rad
S1	364.79	0.77	1.75	1.50	153.9	2.63	0.670	32800	86100	21973
S2	795.60	-11.70	2.55	2.30	153.9	5.87	3.178	32800	192372	104242
S3	801.85	-10.53	2.55	2.30	154.6	5.87	3.178	32800	192372	104242
S4	787.14	-9.97	2.50	2.25	158.2	5.63	2.930	32800	184500	96094
S5	418.62	-17.90	1.95	1.70	155.5	3.32	1.050	32800	108732	34454

Fonte: Autor

**Tabela 14: Parâmetros do pórtico plano de 4 pavimentos (vinculo elástico – 1ª iteração)**

1ª iteração	$N_k$ kN	$M_k$ kN.m	A m	B m	$\sigma_{m\acute{a}x}$ kN/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>	Inércia m <sup>4</sup>	$K_v$ kN/m <sup>3</sup>	$K_{mv} = K_{mh}$ kN/m	$K_{m\theta,y}$ kN.m/rad
S1	362.87	-2.61	1.75	1.50	155.5	2.63	0.670	32800	86100	21973
S2	800.15	-9.40	2.55	2.30	153.8	5.87	3.178	32800	192372	104242
S3	803.43	-9.04	2.55	2.30	154.3	5.87	3.178	32800	192372	104242
S4	774.67	-9.08	2.50	2.25	155.4	5.63	2.930	32800	184500	96094
S5	426.89	-5.81	1.90	1.65	155.6	3.14	0.943	32800	102828	30934

Fonte: Autor

**Tabela 15: Parâmetros do pórtico plano de 4 pavimentos (vinculo elástico – 2ª iteração)**

2ª iteração	$N_k$ kN	$M_k$ kN.m	A m	B m	$\sigma_{m\acute{a}x}$ kN/m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>	Inércia m <sup>4</sup>	$K_v$ kN/m <sup>3</sup>	$K_{mv} = K_{mh}$ kN/m	$K_{m\theta,y}$ kN.m/rad
S1	361.71	-2.76	1.75	1.50	155.2	2.63	0.670	32800	86100	21973
S2	799.72	-9.82	2.55	2.30	153.9	5.87	3.178	32800	192372	104242
S3	803.65	-9.47	2.55	2.30	154.5	5.87	3.178	32800	192372	104242
S4	780.35	-9.31	2.50	2.25	156.6	5.63	2.930	32800	184500	96094
S5	422.57	-5.43	1.90	1.65	153.7	3.14	0.943	32800	102828	30934

Fonte: Autor

Após a segunda iteração, os valores dos coeficientes de mola (e das dimensões das sapatas), convergiram para um valor único em cada sapata, significando o término das iterações, de modo que, a Tabela 15 traz as reações de apoio, dimensões das sapatas e coeficientes de mola finais para essa situação em específico.

## 6.5 CÁLCULO DOS RECALQUES

As sapatas estão sujeitas a recalques, os quais foram estimados através de um método simples proposto por Burland, Broms e De Mello (1977). Os recalques absolutos foram estimados tanto nos modelos com apoios rígidos (engaste ou rótula) quanto nos modelos com apoios elásticos, uma vez que são inevitáveis e devem ser estimados (e controlados) mesmo quando não for adotada a consideração de apoios elásticos (ISE).

O limite de recalque admissível considerado foi de 40 mm para solo arenoso, conforme Skempton e MacDonald (1956 apud VELLOSO; LOPES, 2011). Em relação ao recalque diferencial, o limite da distorção angular ( $\beta$ ) considerado foi de 1/500 ( $\beta < 500$ ), limite de segurança para edifícios e em que não são admitidas fissuras (ver Figura 8, Capítulo 4).

O método proposto por Burland, Broms e De Mello (1977) avalia as sapatas de forma isolada e é aplicada para solos arenosos, fazendo a distinção quanto a compacidade do solo granular em três situações distintas, conforme as equações apresentadas a seguir.

$$h_{m\acute{a}x} = q (0,32 \cdot B^{0,3}) - \textit{areias fofas} \quad (N_{SPT} < 10) \quad \text{(equação 25)}$$

$$h_{m\acute{a}x} = q (0,07 \cdot B^{0,3}) - \textit{areias medianamente compactas} \quad (10 < N_{SPT} < 30) \quad \text{(equação 26)}$$

$$h_{m\acute{a}x} = q (0,035 \cdot B^{0,3}) - \textit{areias compactas} \quad (N_{SPT} > 30) \quad \text{(equação 27)}$$

$$h_{prov\acute{a}vel} = \frac{1}{2} H_{m\acute{a}x} \quad \text{(equação 28)}$$

Onde:  $h_{m\acute{a}x}$  – limite superior do recalque na fundação (mm);

$q$  – tensão aplicada no solo ( $\text{kN/m}^2$ );

$B$  – menor dimensão da sapata (m)

$h_{prov\acute{a}vel}$  – recalque provável da fundação (mm);



Destaca-se aqui que, na variável tensão aplicada no solo ( $q$ ) deve-se utilizar a  $\sigma_{m\acute{a}x}$  aplicada no solo, obtida através da equação 18 (item 6.3.2), a qual considera tanto o carregamento axial quanto o momento fletor atuantes na fundação.

Outro ponto de destaque para o método proposto por Burland, Broms e De Mello (1977) é que este traz uma classificação distinta daquela abordada pela ABNT NBR 6468 (2011) quando a compacidade dos solos granulares. Portanto, para fins de cálculo dos recalques, foi considerado o seguinte:

- a) Solo com tensão admissível de  $160 \text{ kN/m}^2$  ( $N_{\text{SPT}}$  equivalente a 8) foi considerado como areia fofa e aplicada a equação 25;
- b) Solo com tensão admissível de  $400 \text{ kN/m}^2$  ( $N_{\text{SPT}}$  equivalente a 8) foi considerado como areia medianamente compacta e aplicada a equação 26.

## 6.6 COEFICIENTE DE ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global foi avaliada por meio do cálculo do  $\gamma_z$  (equação 29).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{(equação 29)}$$

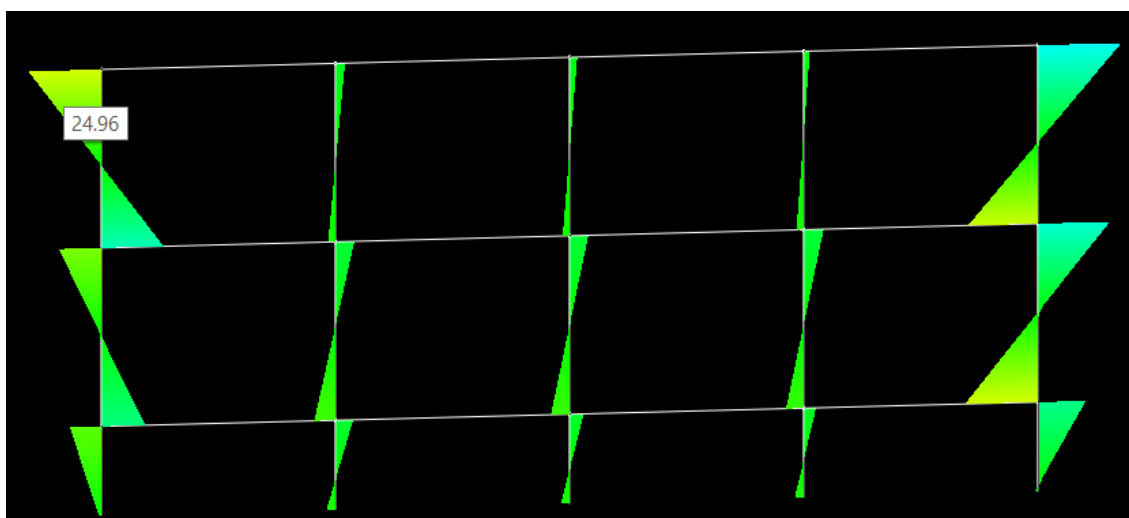
O coeficiente  $\gamma_z$  é fornecido pelo *software* Eberick através de um relatório de estabilidade global, sendo importante comentar alguns critérios adotados:

- a) *Software* Eberick utiliza o  $E_{ci}$  para o cálculo do  $\gamma_z$ ;
- b) Combinação de ação adotada  $\rightarrow F_d = 1.0 G2 + 1.0 Q + 1.0 V1$ ;
- c) Aplicado para pórticos com 4, 6 e 12 pavimentos apenas;
- d)  $\gamma_z$  considerado apenas para o eixo X.

Ademais, os valores do  $\gamma_z$  exportados pelo *software* Eberick foram validados através do seu cálculo manual utilizando-se planilhas eletrônica (em Excel) e o *software* de análise estrutural Ftool.

## 6.7 OBTENÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E ESFORÇOS INTERNOS ATUANTES

Os deslocamentos horizontais foram obtidos a partir do Relatório de Deslocamento Horizontal fornecido pelo *software* Eberick e se refere aos valores coletados nos nós do pilar da extrema direita. As reações de apoio (esforços axiais e momentos fletores) foram obtidos a partir do *software* Eberick através do Relatório de Esforços na Fundação. Os esforços internos, momentos fletores apenas, foram obtidos a partir do *software* Eberick através da coleta manual dos valores no pórtico unifilar, conforme demonstrado na Figura 25.



**Figura 25: Exemplo de pórtico unifilar de 2 pavimentos com os diagramas de momento fletor (topo e base) dos pilares.**

**Observação:** O valor de 24,96 (kN) corresponde ao momento fletor de topo no pilar 1 no segundo pavimento.

**Fonte: Autor**

## 6.8 RESUMO DOS MODELOS

A Tabela 16 traz um resumo dos modelos estudados considerando o número distinto de pavimentos, os diferentes tipos de apoio adotados e a característica do solo.

**Tabela 16: Resumos dos modelos de pórtico plano estudados**

<b>Pavimentos</b>	<b>Apoio / Vínculo</b>	<b>Solo - <math>\sigma_{adm}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Nós semirrígidos</b>
1	Fixo / Engastado	-	Não
	Fixo / Rotulado	-	Não
	Elástico	160	Não
	Elástico	400	Não
2	Fixo / Engastado	-	Não
	Fixo / Rotulado	-	Não
	Elástico	160	Não
	Elástico	400	Não
3	Fixo / Engastado	-	Não
	Fixo / Rotulado	-	Não
	Elástico	160	Não
	Elástico	400	Não
4	Fixo / Engastado	-	Não
	Fixo / Rotulado	-	Não
	Elástico	160	Não
	Elástico	400	Não
6	Fixo / Engastado	-	Não
	Fixo / Rotulado	-	Não
	Elástico	160	Não
	Elástico	400	Não
12	Fixo / Engastado	-	Não
	Fixo / Rotulado	-	Não
	Elástico	160	Não
	Elástico	400	Não
12	Fixo / Engastado	-	Sim
	Fixo / Rotulado	-	Sim
	Elástico	160	Sim
	Elástico	400	Sim

**Fonte: Autor**

## **CAPÍTULO 7 - RESULTADOS E DISCUSSÃO**

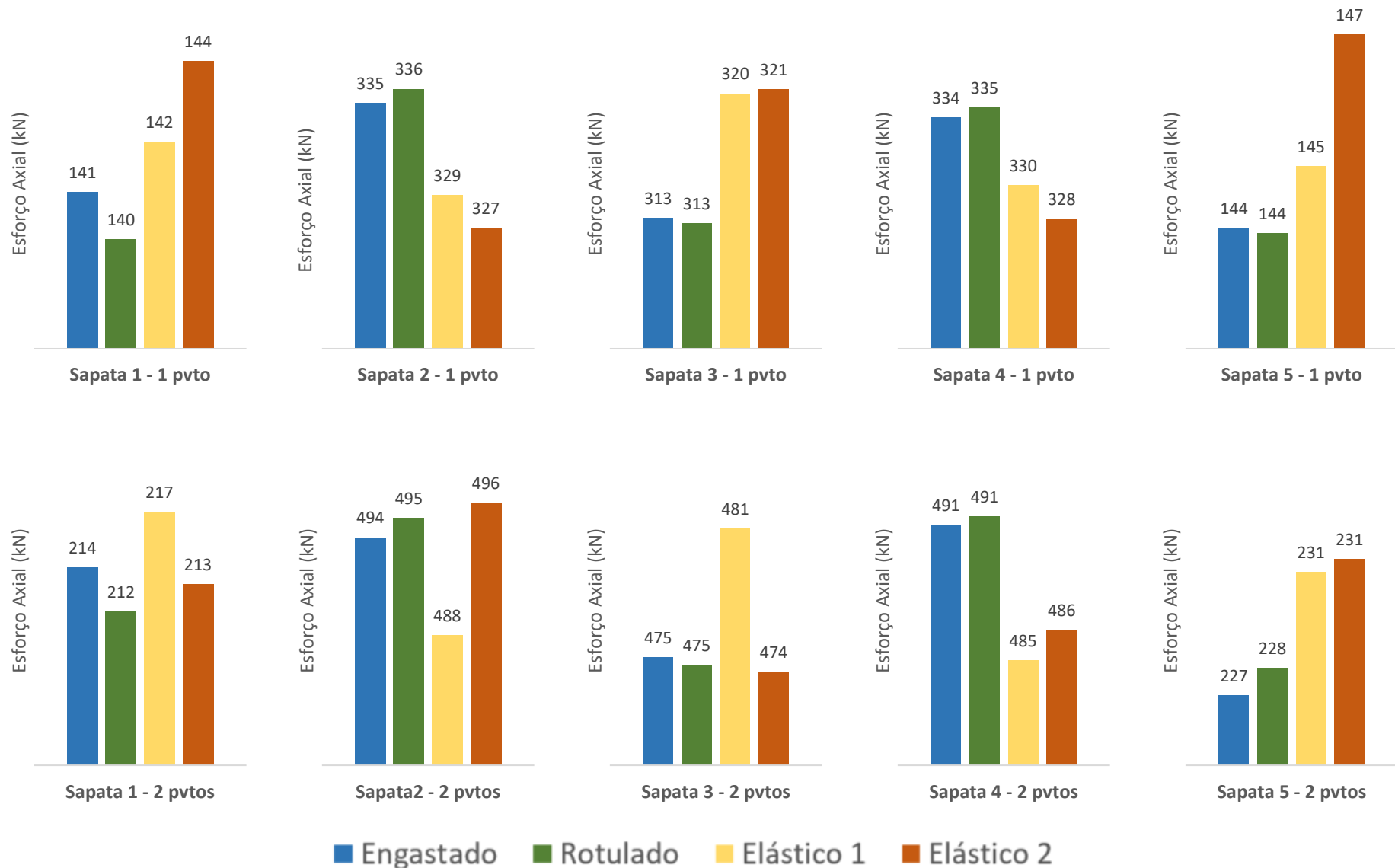
A consideração da ISE e a consequente redistribuição de esforços foi aferida através da análise estrutural (estática linear) realizada com auxílio do *software* comercial Eberick. Cabe lembrar que não faz parte deste estudo o dimensionamento dos elementos estruturais ao ELU. Vale destacar ainda que a condição do apoio fixo engastado é tida como referência ao longo de todo o presente trabalho, ou seja, nos casos onde foi realizada o cálculo da variação percentual, o valor base considerado foi sempre o do vínculo engastado.

### **7.1 REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO**

Antes de apresentar os valores dos esforços normais e de momento fletor resultantes na fundação, é importante ressaltar que para cada situação avaliada foram obtidas sapatas com dimensões e coeficientes de mola (quando na situação de apoio elástico) específicos. Desse modo, as dimensões finais bem como os coeficientes de mola finais de cada sapata estão apresentados nas Tabelas 17 e 18 presentes nos Apêndices A e B, respectivamente.

#### **7.1.1 Esforços Normais na Fundação**

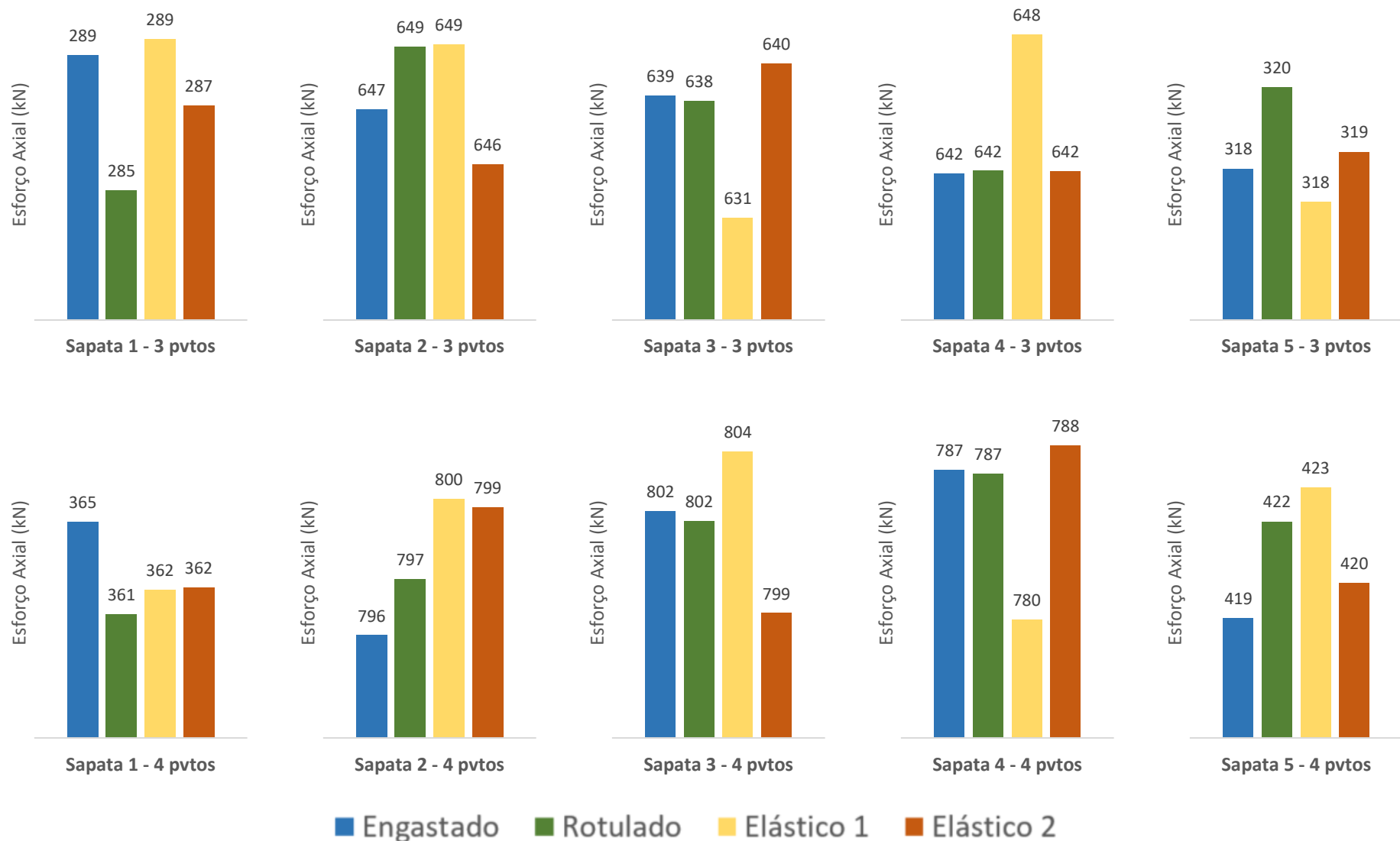
Através deste estudo, foi possível perceber uma redistribuição dos esforços normais existentes na fundação. Embora essa variação encontrada nos esforços axiais seja pequena, ela reforça a importância da correta abordagem do modelo estrutural a ser adotado. Os valores dos esforços axiais resultantes para cada sapata estão apresentados nas Figuras 26, 27 e 28. As taxas de variação percentual nas reações de apoio estão apresentadas na Tabela 19 (Apêndice C). A análise destes dados demonstra que a alteração do vínculo na fundação possui influência nas reações de apoio. A diferença no esforço axial para os apoios indeslocáveis (rotulado e engastado), foi pequena, da ordem de 2,5%, uma vez que a translação vertical é zero em ambos os casos.



**Figura 26: Esforços Axiais (kN) nas sapatas 1, 2, 3, 4 e 5 nas estruturas porticadas de 1 e 2 pavimentos.**

**Legenda:** azul (engastado), verde (rotulado); amarelo (elástico 1 - solo com  $\sigma_{adm}$  de 160 kN/m<sup>2</sup>); vermelho (elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm}$  de 400 kN/m<sup>2</sup>).

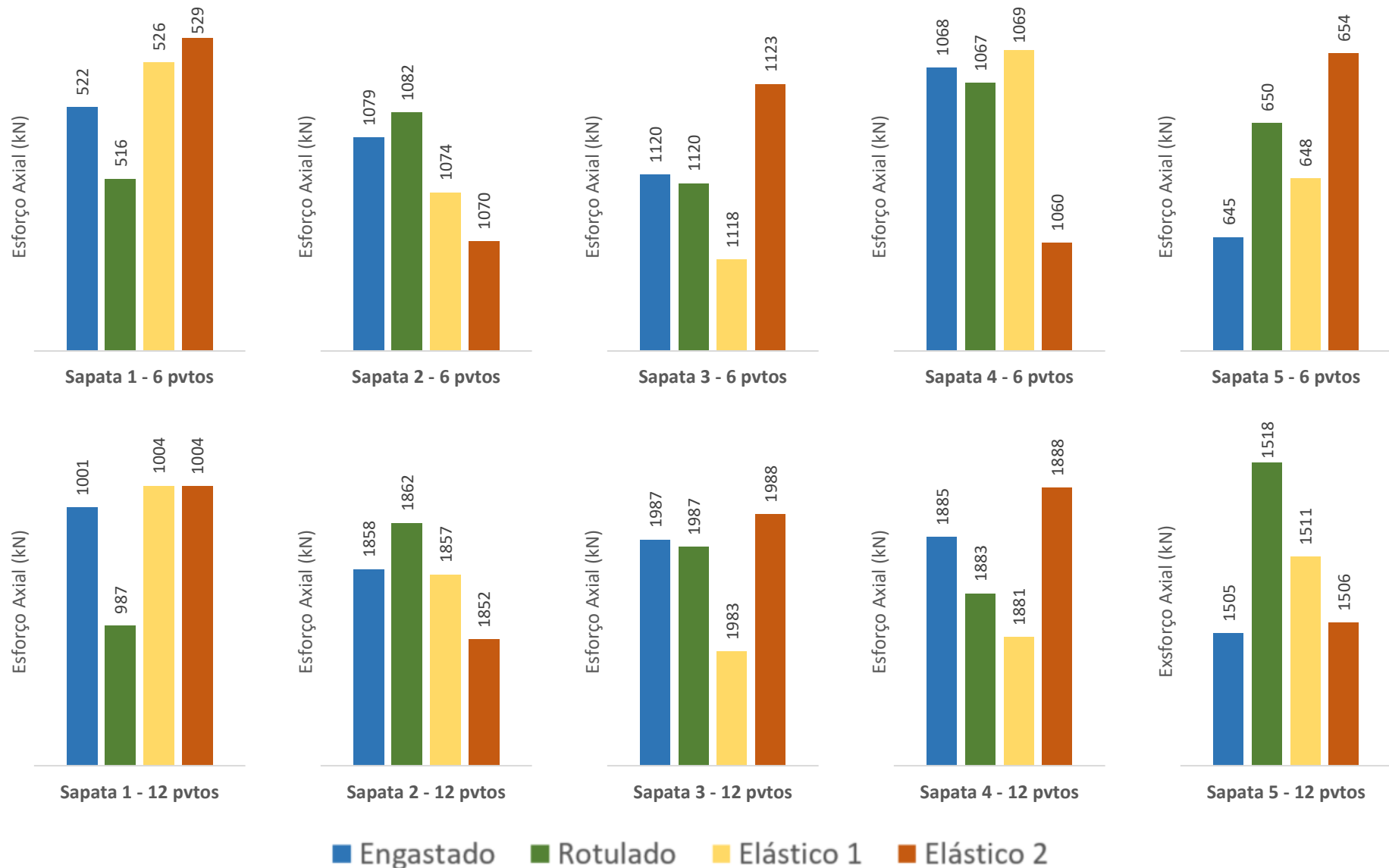
**Fonte: Autor**



**Figura 27: Esforços Axiais (kN) nas sapatas 1, 2, 3, 4 e 5 nas estruturas porticadas de 3 e 4 pavimentos.**

**Legenda:** azul (engastado), verde (rotulado); amarelo (elástico 1 - solo com  $\sigma_{adm}$  de 160 kN/m<sup>2</sup>); vermelho (elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm}$  de 400 kN/m<sup>2</sup>).

**Fonte:** Autor



**Figura 28: Esforços Axiais (kN) nas sapatas 1, 2, 3, 4 e 5 nas estruturas porticadas de 6 e 12 pavimentos.**  
**Legenda:** azul (engastado), verde (rotulado); amarelo (elástico 1 - solo com  $\sigma_{adm}$  de 160 kN/m<sup>2</sup>); vermelho (elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm}$  de 400 kN/m<sup>2</sup>).  
**Fonte: Autor**

Considerando o vínculo elástico nos apoios, a adoção do solo com carga admissível de  $160 \text{ kN/m}^2$  resultou em maiores variações na carga axial aplicada na fundação no pórtico plano com 2 pavimentos, enquanto que a adoção do solo com carga admissível de  $400 \text{ kN/m}^2$  resultou em maiores variações na carga axial aplicada na fundação no pórtico plano com 1 pavimentos. Os demais pórticos planos estudados (3, 4, 6 e 12 pavimentos) de modo geral, nas sapatas laterais quando considerada a ISE, tiveram normalmente um acréscimo de carga enquanto que as sapatas centrais tiveram uma redução da carga

A literatura traz alguns trabalhos que, ao utilizar o modelo de Winkler para simular a ISE, apresentam variações dos esforços normais aplicados na fundação. No entanto, deve-se ter em mente que as condições de contorno de cada problema/estudo podem ser bastante diversas. O trabalho de Almeida, Mendonça e Brandão (2014) teve foco na ISE e análise de redistribuição de cargas na fundação devido a recalques. Pode-se constatar através do estudo uma variação média na ordem de 2% nas cargas axiais. Estes autores destacam ainda uma tendência de alívio de carga na parte central da estrutura e um aumento de carga nos elementos de borda.

Mendes (2016) fez um estudo considerando pórticos planos com seis e doze pavimentos, aplicando combinação de ações com e sem vento, com várias situações de vínculo na fundação-estrutura e propondo modelos sobre fundação rasa. Este estudo também aponta a ocorrência de redistribuição de esforços que afetam as reações de apoio quando aplicada a ISE. O pórtico plano com doze pavimentos apresentou variação nas reações de apoio da fundação na ordem de 3% para combinações sem a ação do vento e de 4% a 6% para combinações com ação do vento. Nos pórticos planos com seis pavimentos, a variação dos esforços normais nas reações de apoio foram entorno de 4,5%, mas podendo chegar em torno de 8% de variação em um modelo que simulava a ocorrência de solo de baixa resistência.



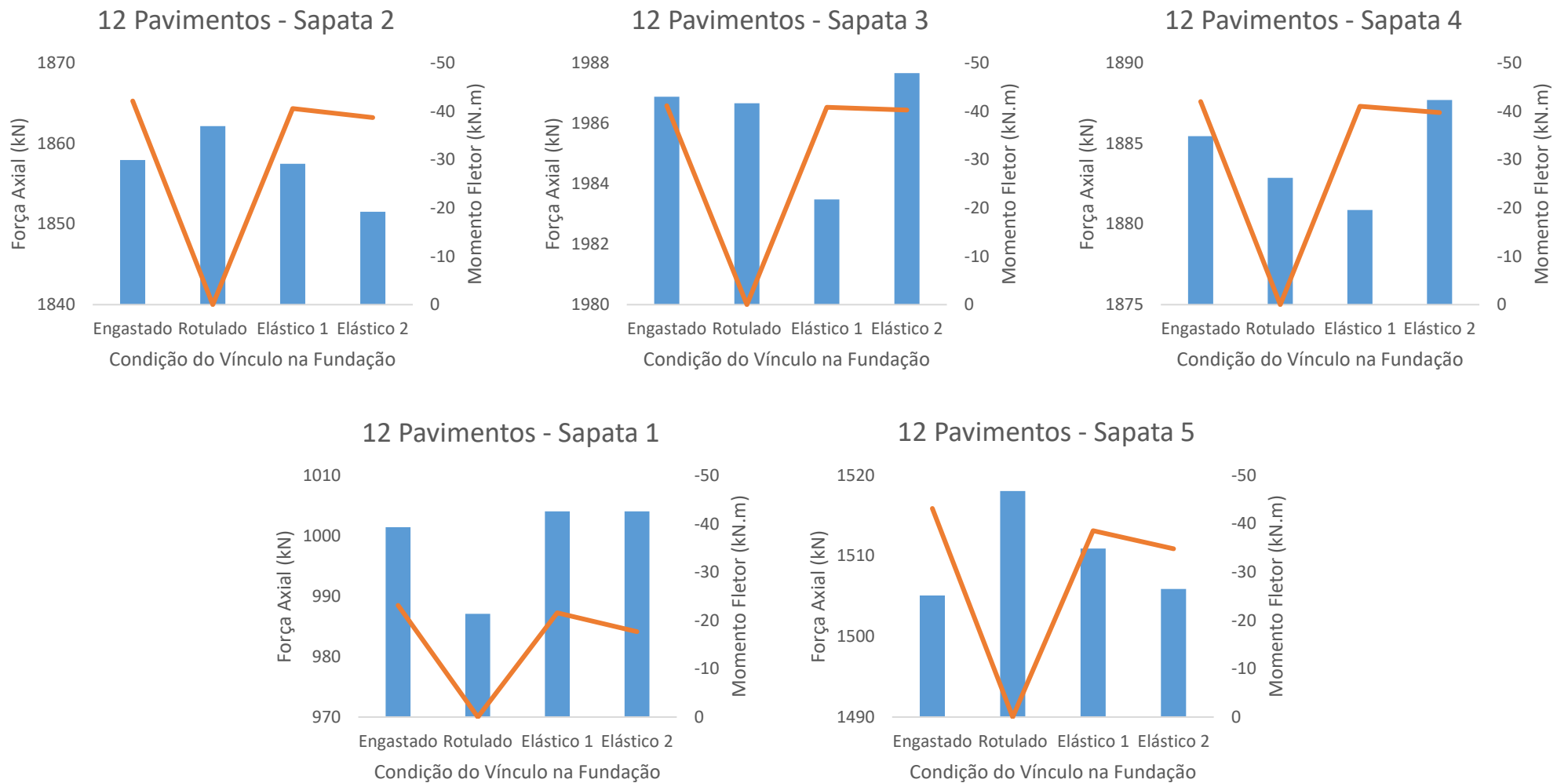
### 7.1.2 Momento Fletor na Fundação

A representação gráfica dos momentos fletores aplicados na fundação podem ser vistos nas Figuras 29 a 34, as quais apresentam conjuntamente os esforços axiais para os pórticos planos com 12, 6, 4, 3, 2 e 1 pavimentos, respectivamente. Os valores numéricos de momento fletor aplicados em cada sapata estão apresentados na Tabela 20 (Apêndice D). De modo geral, pode-se observar que os valores dos momentos fletores em ambas condições de apoio elástico são intermediárias entre o valor nulo (rótula) e o encontrado no engaste.

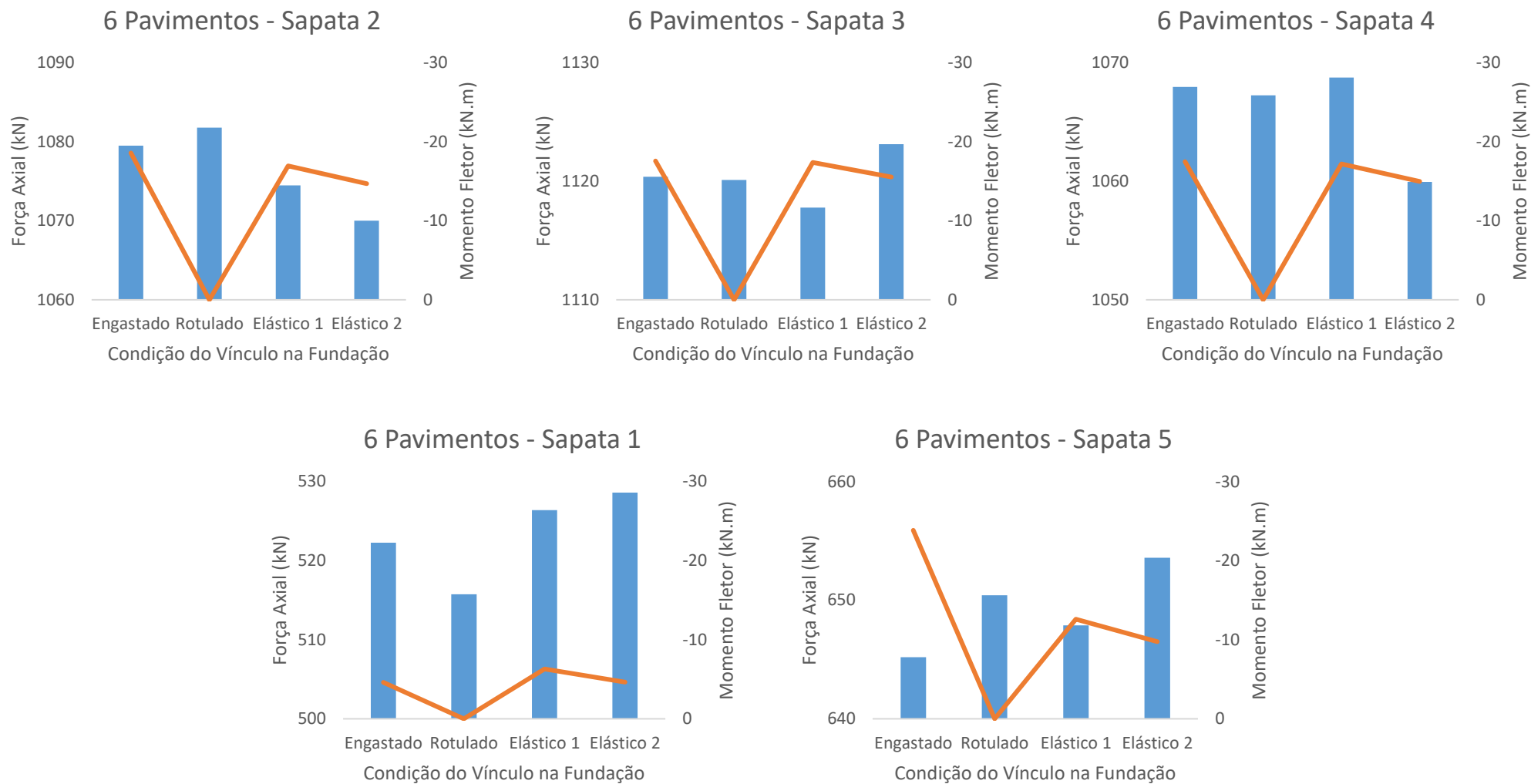
É possível observar na Tabela 20 (Apêndice D) que os momentos fletores na situação de apoios elástico em solo com tensão admissível de  $400 \text{ kN/m}^2$  são menores em módulo quando comparados à situação de apoios elástico em solo de  $160 \text{ kN/m}^2$ . Isto decorre do fato que no solo com menor capacidade de carga as dimensões das sapatas são maiores, o que implica em maior área de contato sapata-solo e maior momento de inércia do elemento. Por conta disso, os coeficientes de molas são maiores nos solos de menor capacidade de suporte, conforme visto na seção Método (Capítulo 6). Este fato é perceptível ao analisar os coeficientes de mola finais, tanto de translação quanto de rotação, utilizados no presente trabalho e apresentados na Tabela 18 (Apêndice B).

Outro ponto de destaque frente aos dados apresentados é o fato de que nos pórticos com menor número de pavimentos (1 e 2 pavimentos), as condições de apoios elásticos se aproximam mais da condição de apoio indeslocável com vínculo rotulado do que da condição de apoio indeslocável com vínculo engastado. Já para os pórticos com 3 ou mais pavimentos, de maneira geral, esta tendência inverte, uma vez que maiores esforços nas fundações condicionam maiores coeficientes de mola.

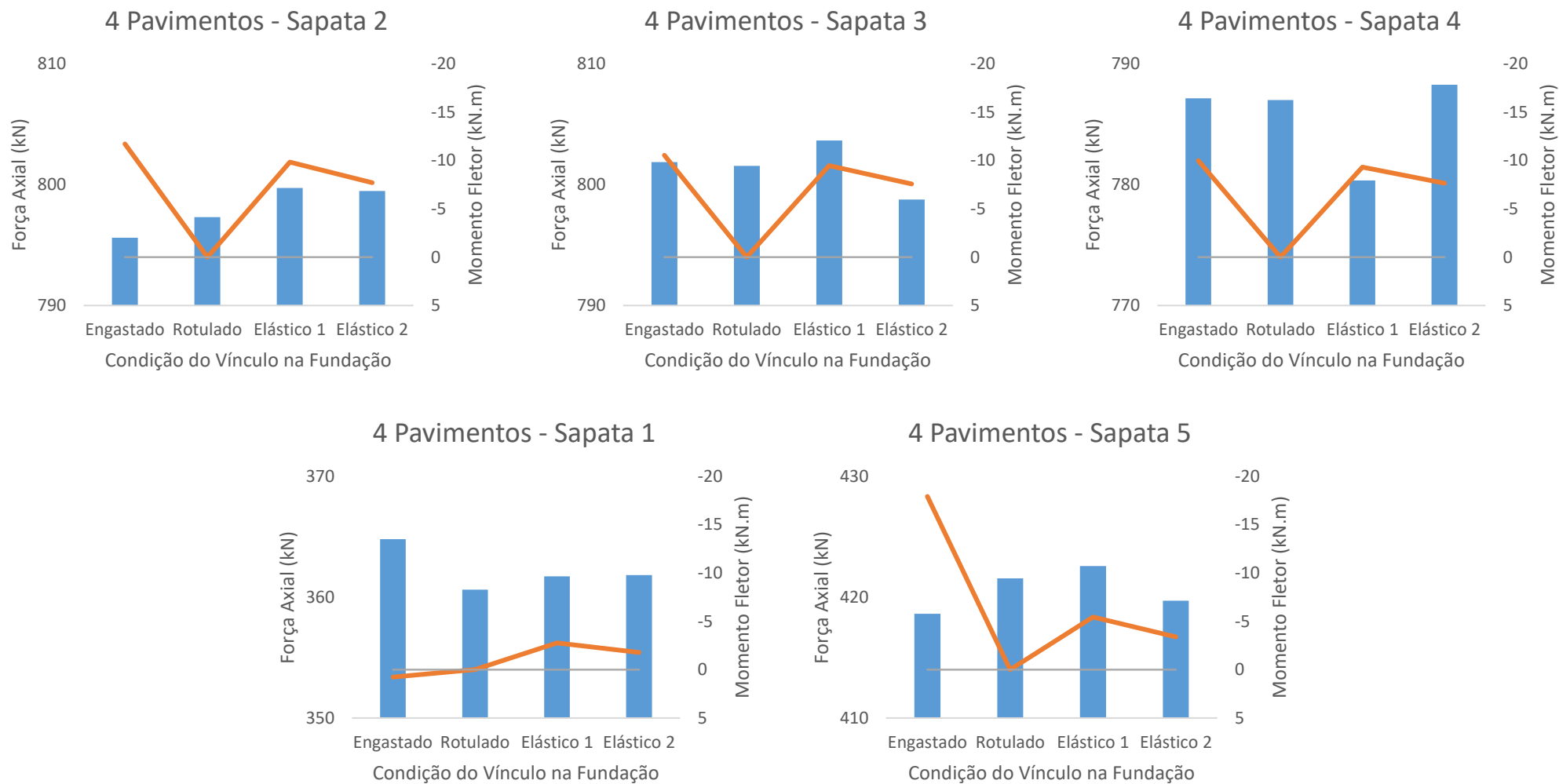
A variação média percentual nos esforços de momento fletor na fundação em comparação ao modelo com vínculo engastado, foi de 54%, 58%, 43%, 66%, 20% e 8% para os pórticos de 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos respectivamente, sendo que, em todos os casos, as sapatas S1 e S5 (nas bordas) apresentaram sempre as maiores variações.



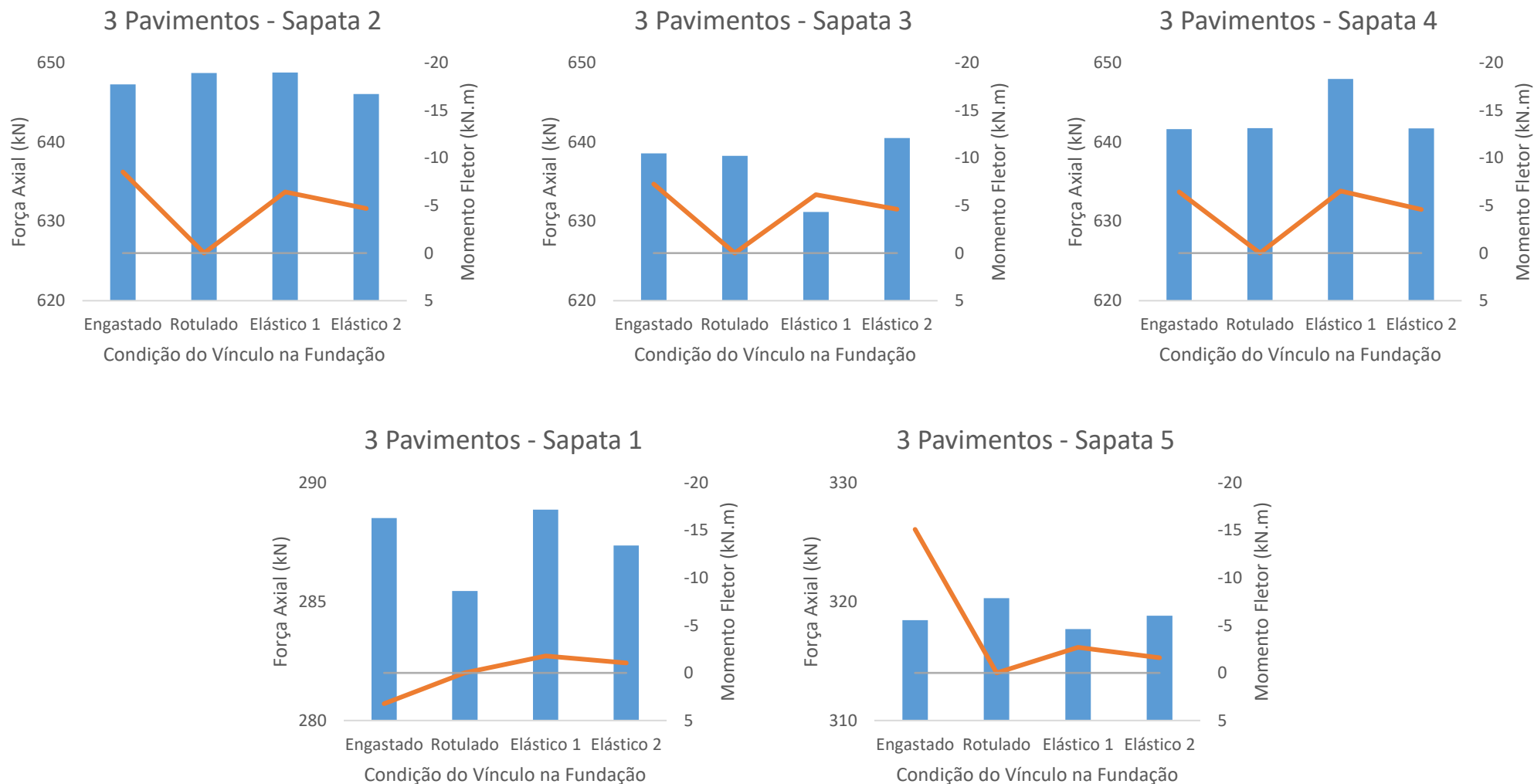
**Figura 29: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 12 pavimentos. Legenda: Elástico 1 – solo com  $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ ; Elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ . Fonte: Autor**



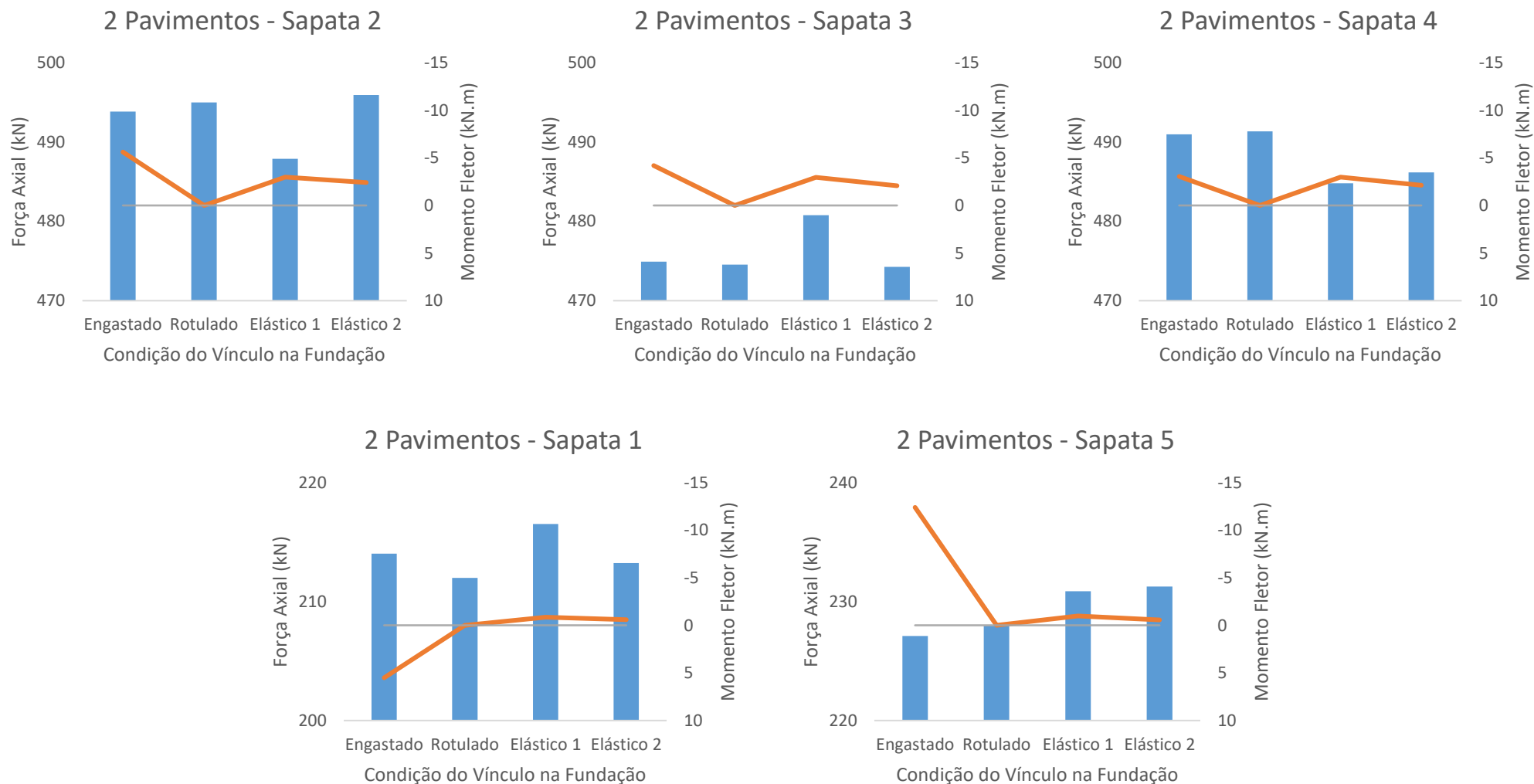
**Figura 30: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 6 pavimentos. Legenda: Elástico 1 – solo com  $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ ; Elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ . Fonte: Autor**



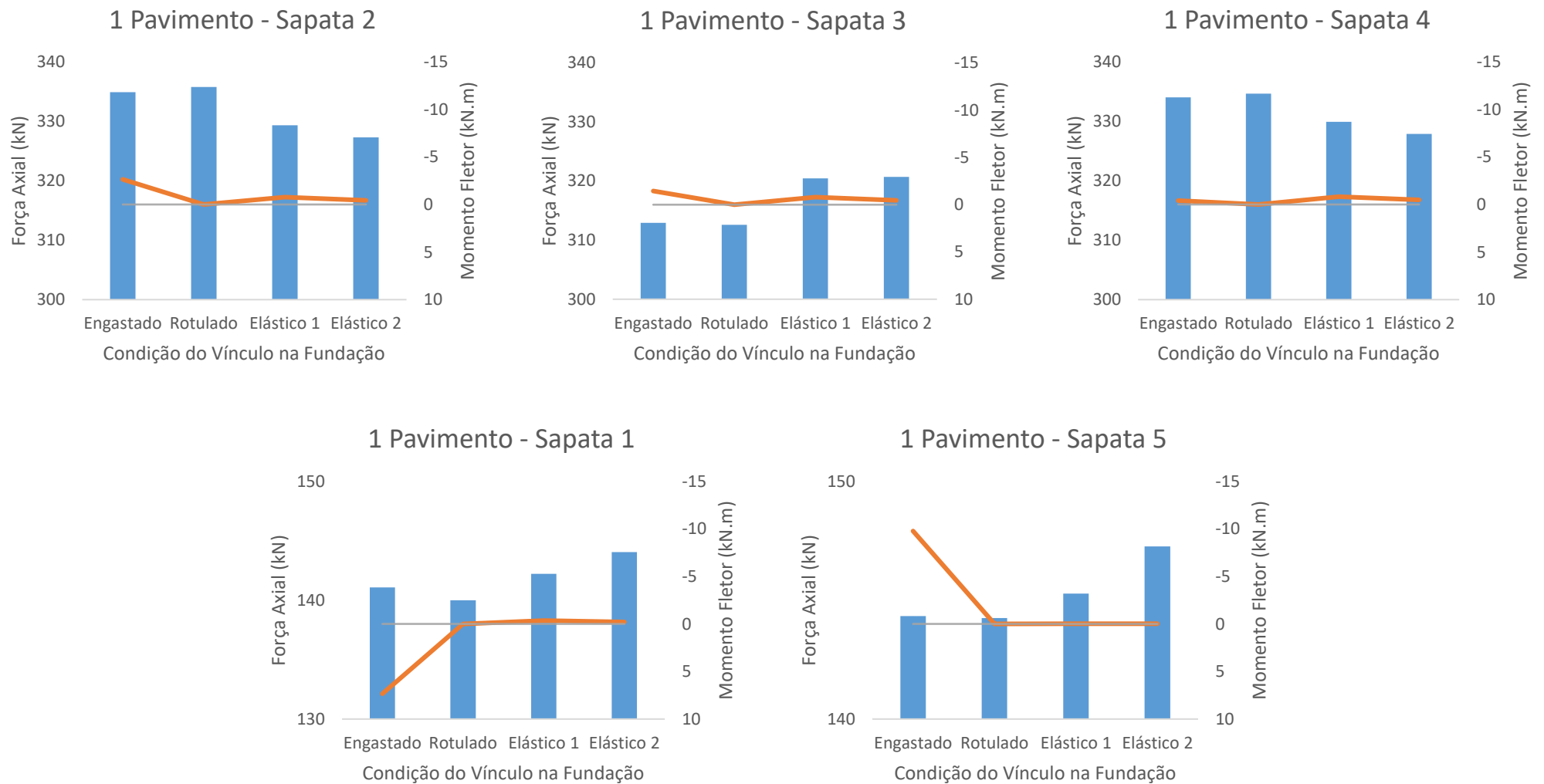
**Figura 31: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 4 pavimentos. Legenda: Elástico 1 – solo com  $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ ; Elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ . Fonte: Autor**



**Figura 32: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 3 pavimentos. Legenda: Elástico 1 – solo com  $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ ; Elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ . Fonte: Autor**



**Figura 33: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 2 pavimentos. Legenda: Elástico 1 – solo com  $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ ; Elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ . Fonte: Autor**



**Figura 34: Esforço axial (barras) versus momento fletor (linha) na fundação do pórtico plano de 1 pavimento.**  
**Legenda: Elástico 1 – solo com  $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ ; Elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ . Fonte: Autor**

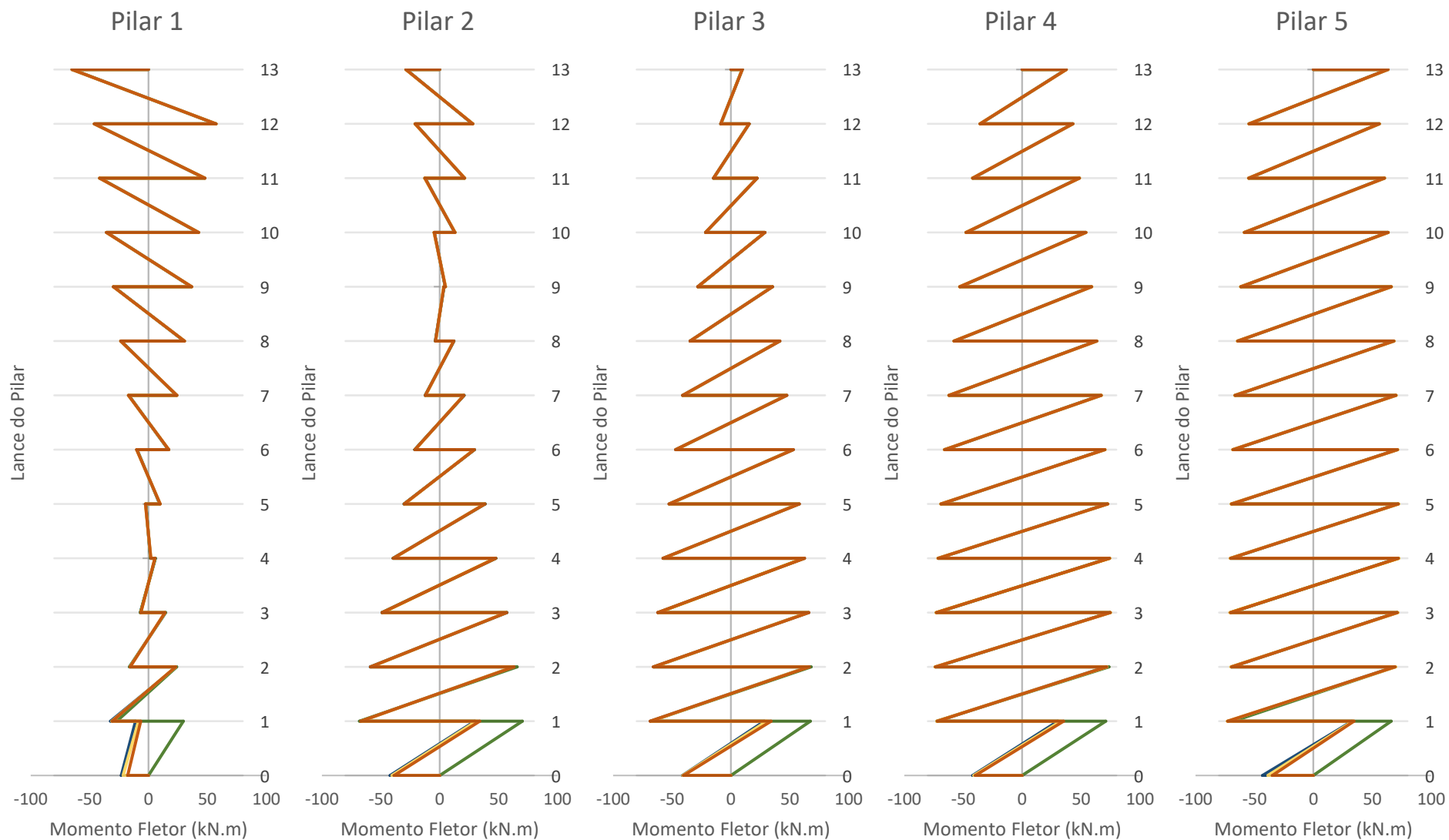
### 7.1.3 Momentos Fletores no Pilares

Este estudo também avaliou os esforços de momento fletor existentes ao longo da prumada dos cinco pilares. Os momentos fletores de topo e base em cada tramo do pilar para os pórticos planos com 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos estão apresentados nas Figuras 35 a 40, respectivamente, assim como seus valores numéricos estão presentes nas Tabelas 21 (Apêndice E) e 22 a 28 (Apêndice F).

Cabe destacar que, no estudo aqui proposto, a alteração na condição do vínculo na fundação conduziu a variações marcantes nos valores dos momentos fletores no primeiro tramo do pilar. No segundo tramo (pilar do primeiro pavimento) as variações são bastante suavizadas (com exceção do pilar 4 no pórtico plano com 1 pavimento). Nos demais tramos de cada pilar, as variações são pequenas, de modo que na visualização gráfica concorrem praticamente como uma linha única.

Este fato denota que, dentro das condições especificadas neste estudo, e no que se refere aos esforços de momento fletor apenas, a influência da ISE (ou também a adoção da condição rotulada no apoio) impacta significativamente a porção do pilar que faz a ligação fundação-estrutura, não sendo de grande relevância nos demais tramos dos pilares da superestrutura.

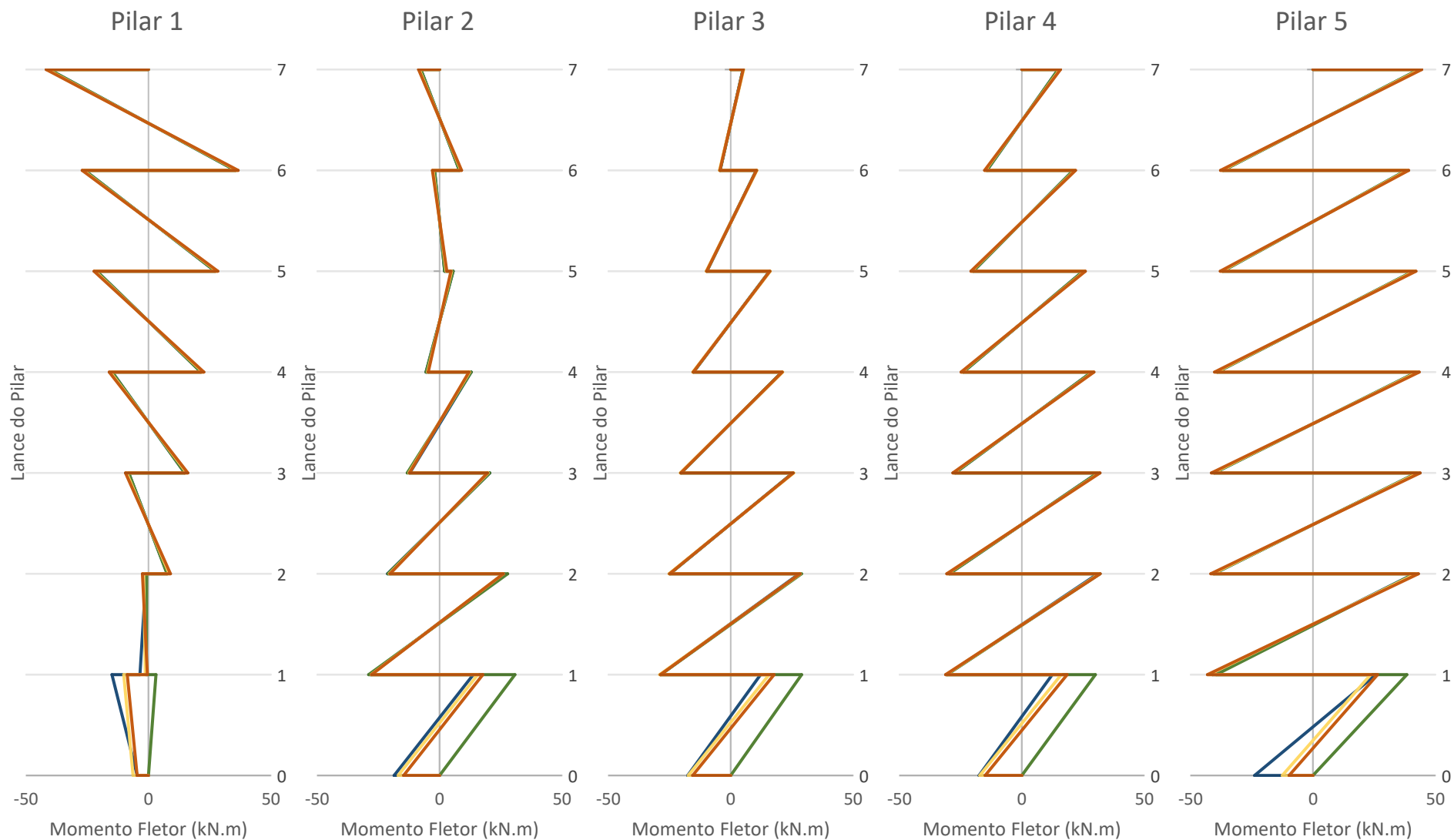




**Figura 35: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 12 pavimentos.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado; Linha Verde – Rotulado; Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

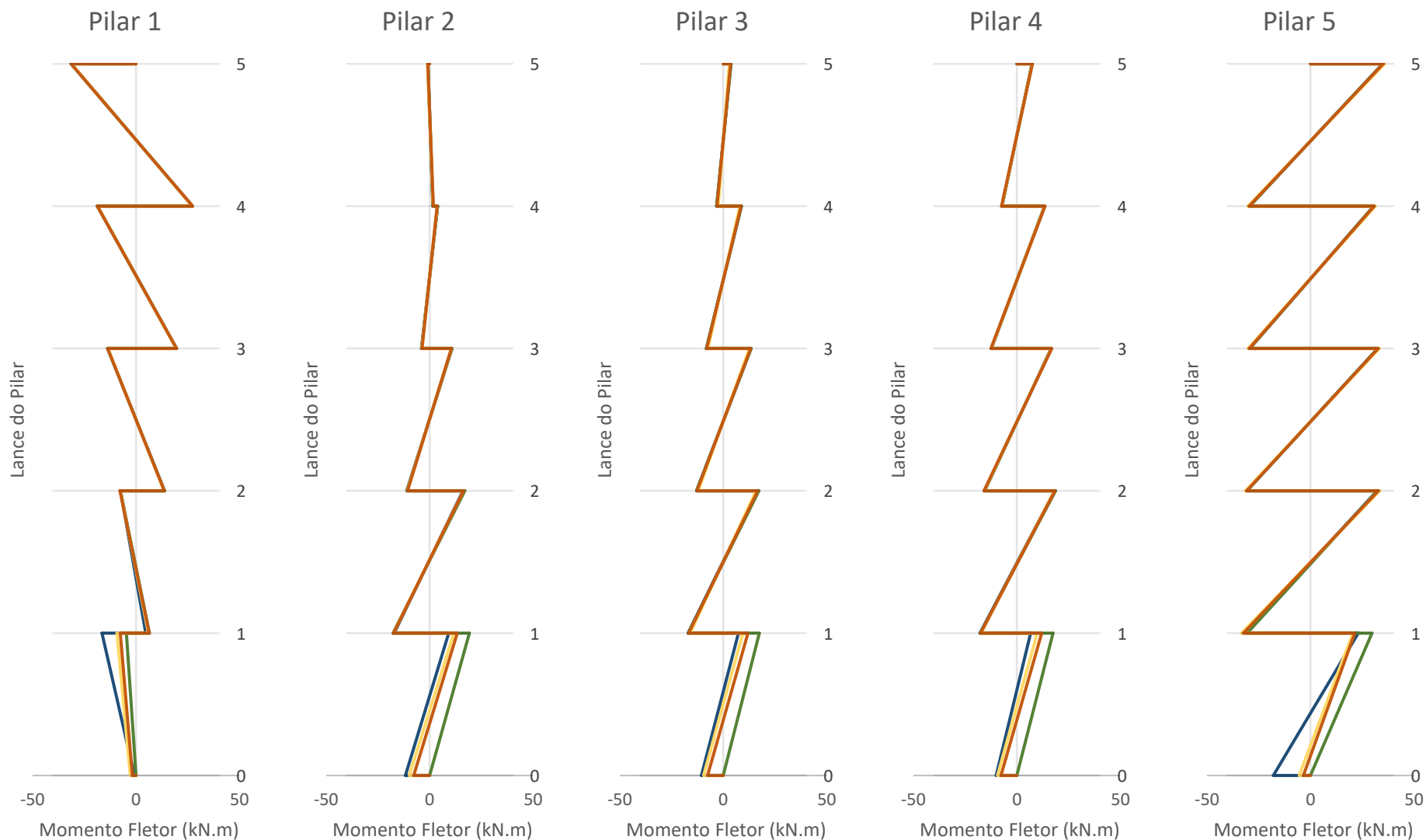
**Fonte: Autor**



**Figura 36: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 6 pavimentos.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado; Linha Verde – Rotulado; Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

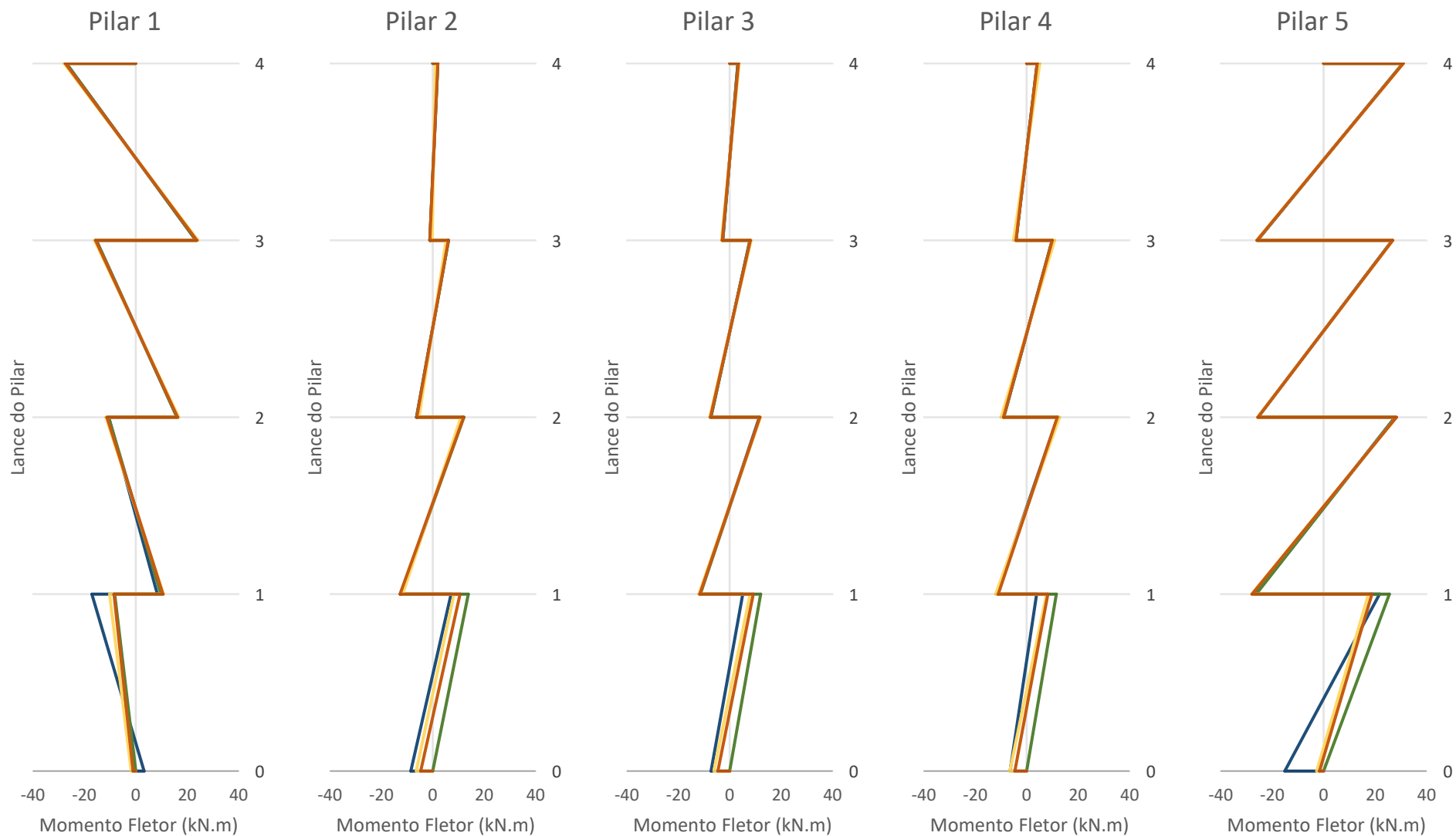
**Fonte: Autor**



**Figura 37: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 4 pavimentos.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado; Linha Verde – Rotulado; Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

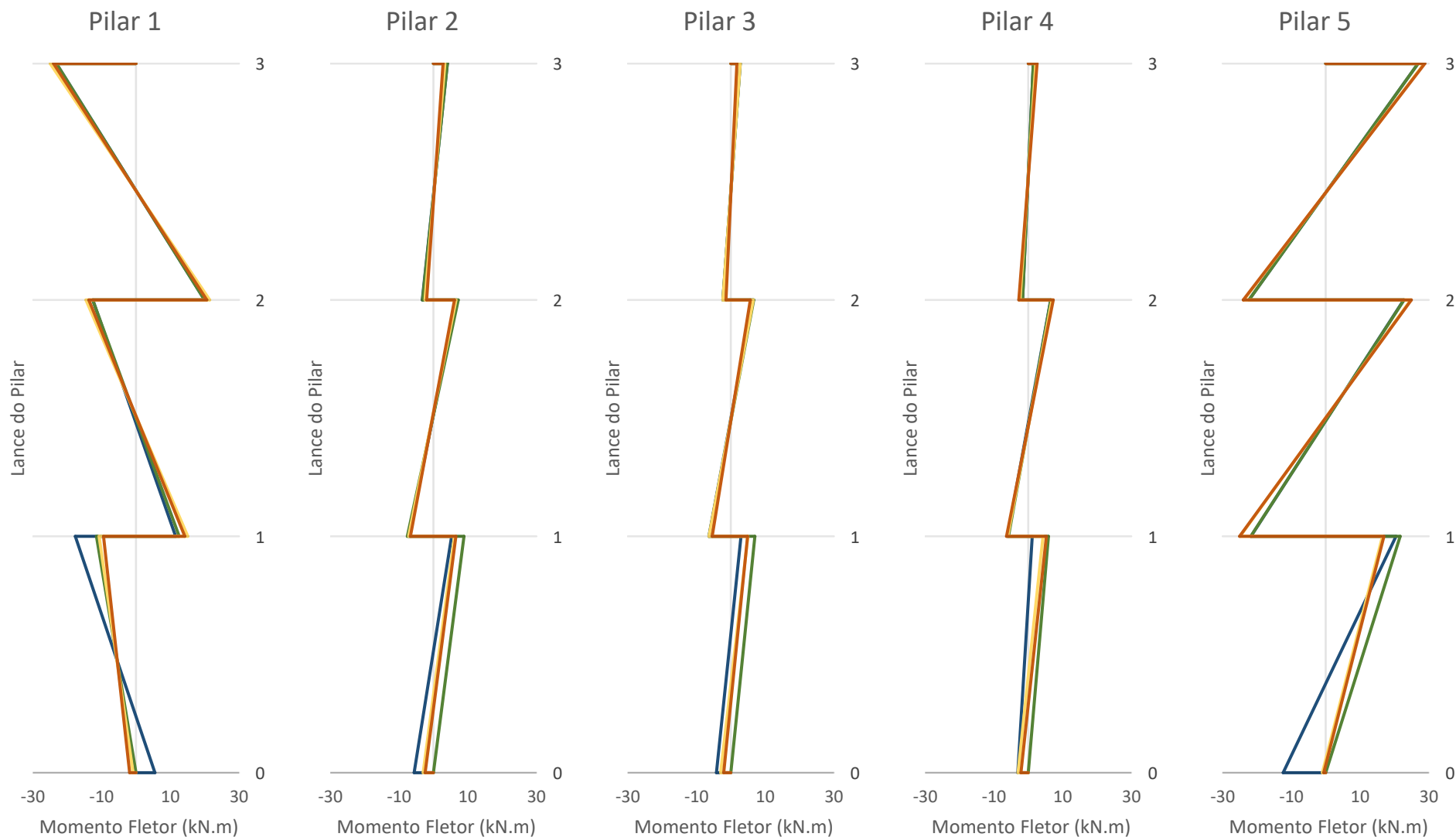
**Fonte: Autor**



**Figura 38: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 3 pavimentos.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado; Linha Verde – Rotulado; Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

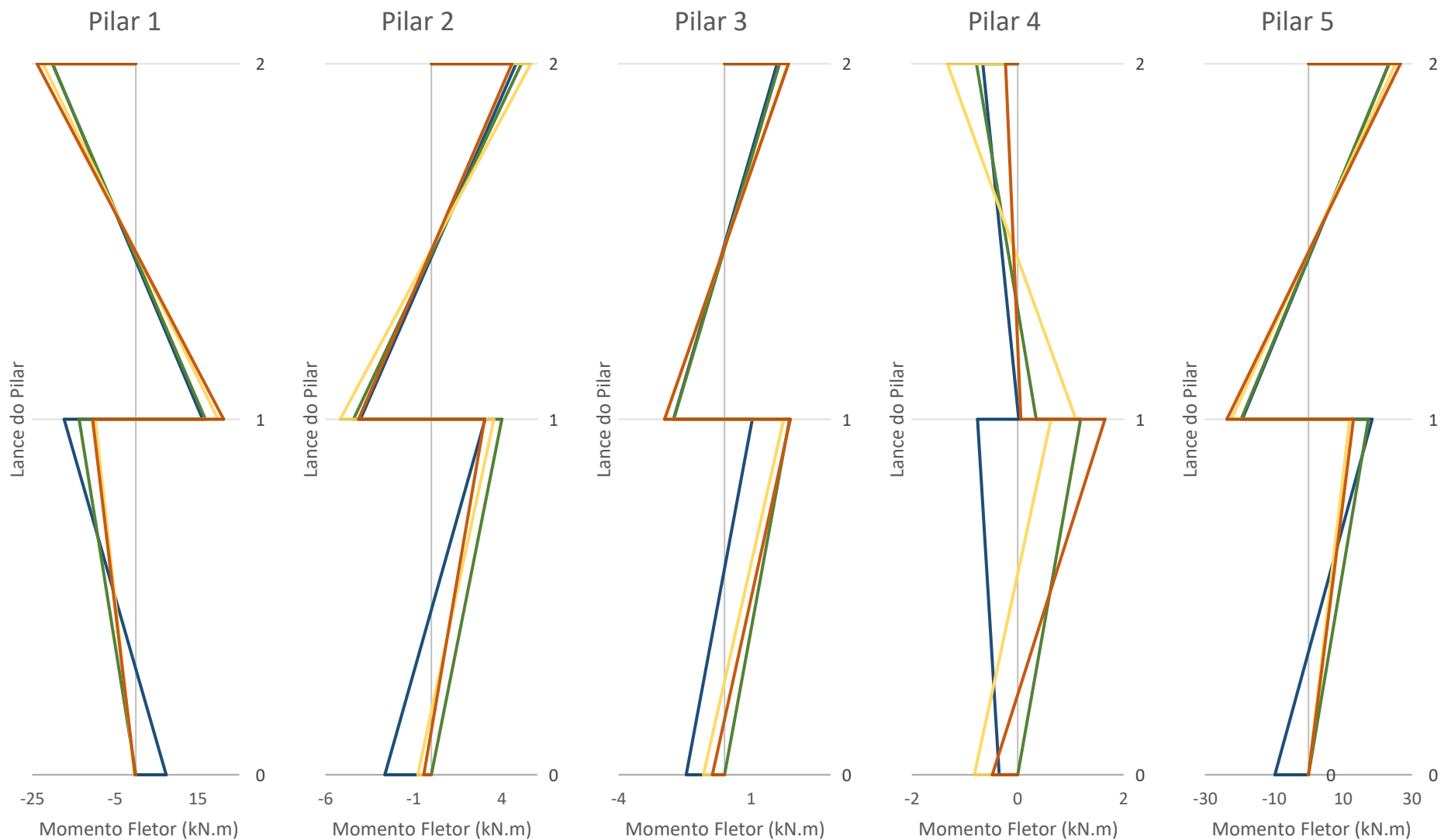
**Fonte: Autor**



**Figura 39: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 2 pavimentos.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado; Linha Verde – Rotulado; Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

**Fonte: Autor**



**Figura 40: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 1 pavimento.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado; Linha Verde – Rotulado; Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

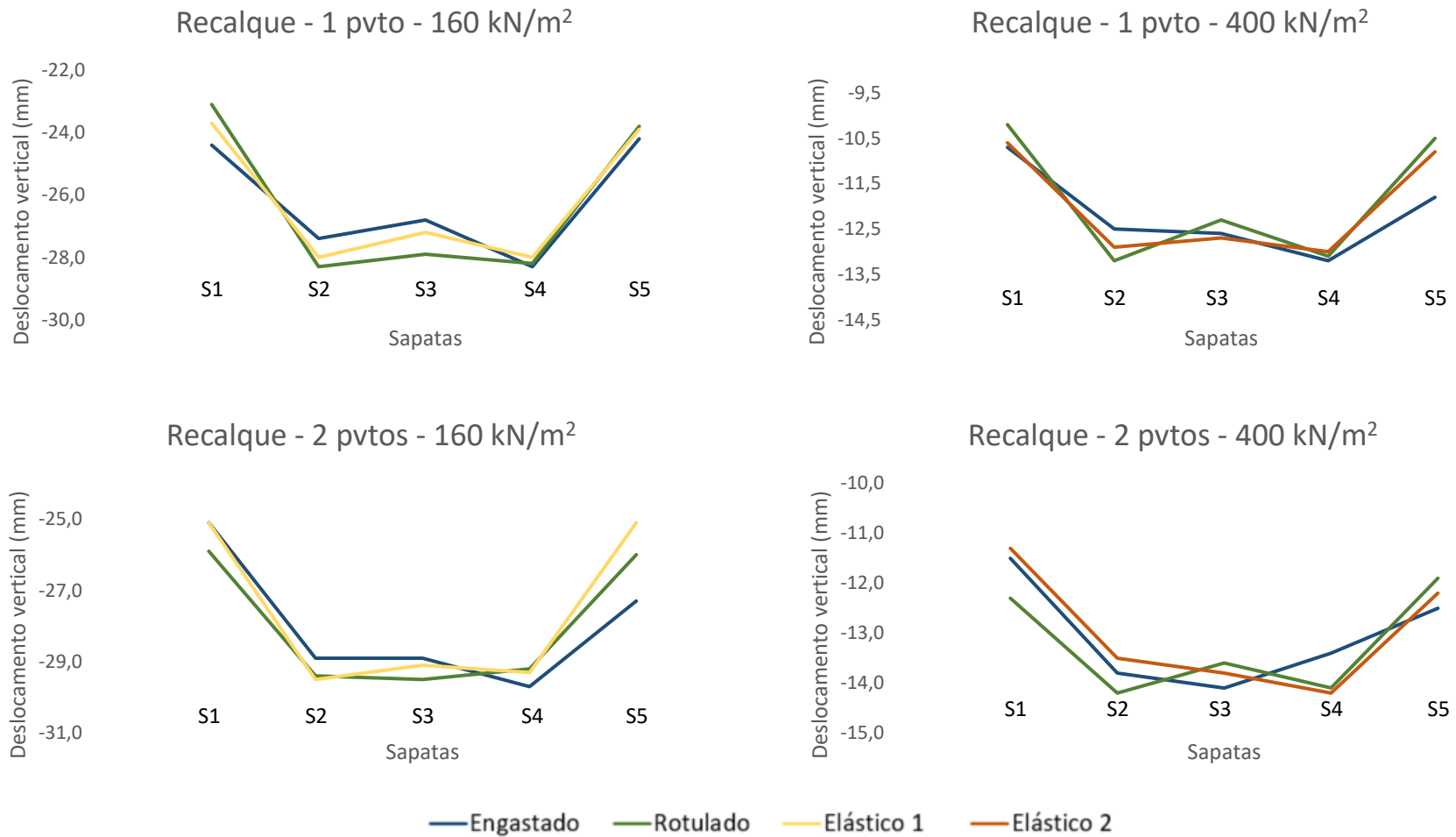
**Fonte: Autor**

#### 7.1.4 Deslocamento verticais (recalques)

Conforme apresentado na seção Método (Capítulo 5, item 6.5), os recalques absolutos foram previstos conforme método descrito por Burland, Broms e De Mello (1977). Os recalques calculados para os pórticos planos de 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos estão apresentados nas Figuras 41, 42 e 43 e seus valores numéricos constam na Tabela 29 (Apêndice G). O método de Burland, Broms e De Mello (1977) foi adotado pela sua simplicidade na análise. É importante recordar que os recalques calculados não foram utilizados para estimar os valores do  $K_v$ , sendo feito única e exclusivamente o controle do recalque absoluto admissível, do recalque diferencial

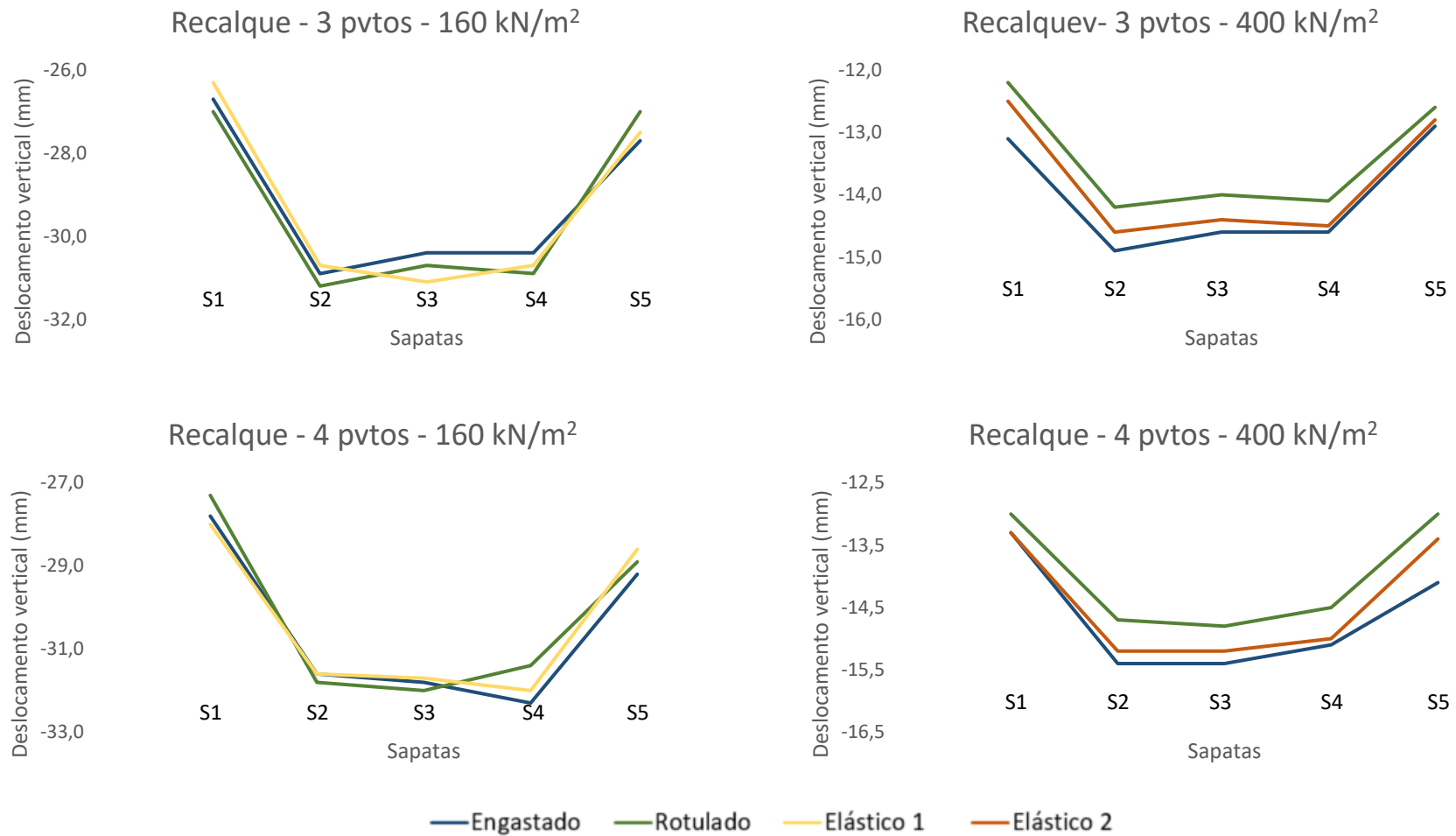
Deve-se relembrar que, os recalques absolutos calculados foram obtidos a partir do valor mais provável fornecido pelo método de Burland, Broms e De Mello (1977) e, em todas as situações, ficou abaixo do limite de 40 mm recomendado para solos arenosos (SKEMPTON E MACDONALD; 1956 apud VELLOSO; LOPES, 2011). Além disso, foi feita a verificação dos recalques diferenciais, adotando-se como valor limite de distorção angular 1/500, conforme indica a Figura 8. Tal valor é tido como limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras. Todas as sapatas atenderam ao requisito de distorção angular e não estão sujeitas a recalques diferenciais significativos.

Mendes (2016), no estudo com pórtico plano com 6 e 12 pavimentos em diversas simulações do emprego da ISE, avaliou a condição em fundação rasa (sapatas). Este autor traz que, em termos de deslocamentos verticais dos apoios, tanto os modelos mais complexos quanto os mais simplificados apresentaram resultados praticamente idênticos. Além disso, Mendes (2016) traz que, 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 aproximadamente 4,5%. Em relação aos recalques diferenciais, a redução foi superior a 20% em ambos os casos.

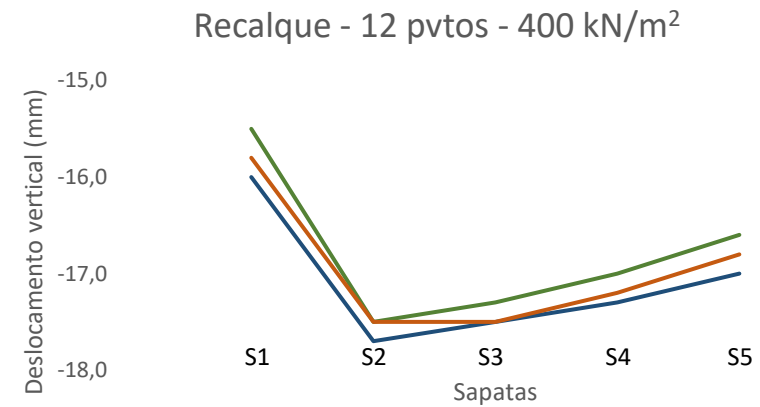
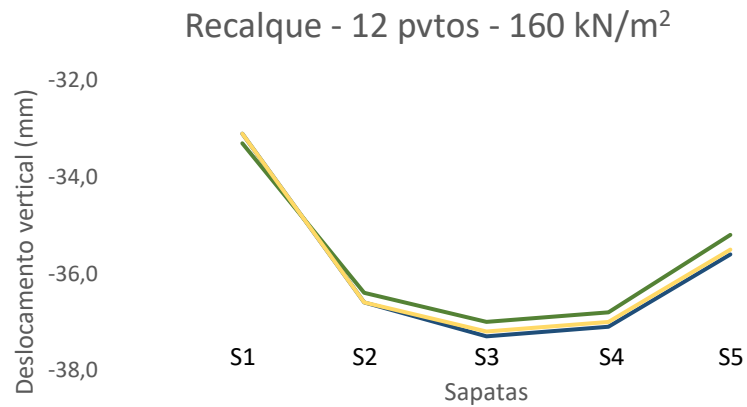
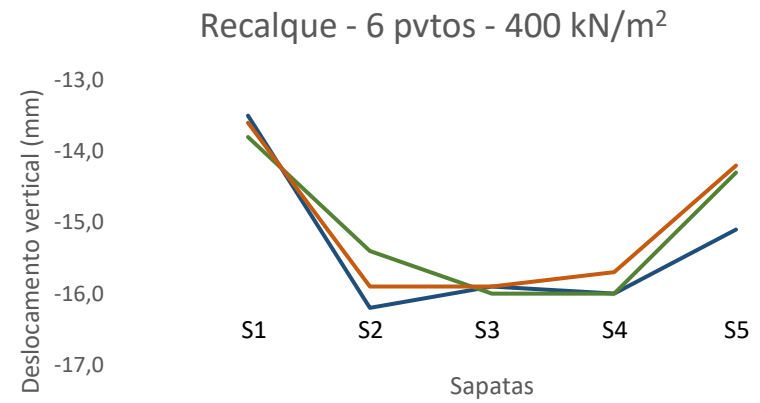
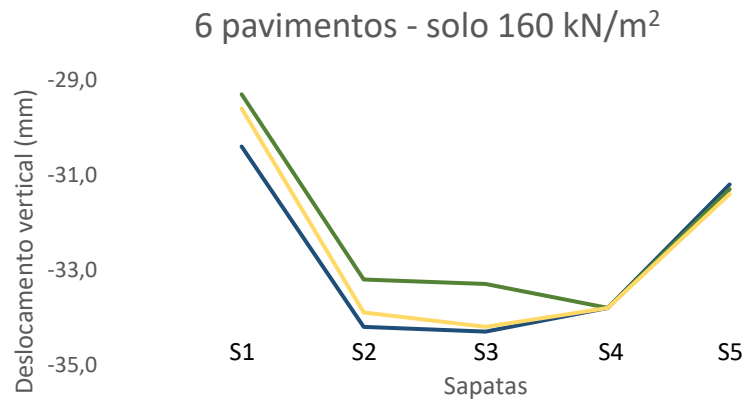


**Figura 41: Deslocamento vertical (recalque) (mm) na fundação nos pórticos planos de 1 e 2 pavimentos.**  
**Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Verde – Rotulado (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.  
**Fonte: Autor**





**Figura 42: Deslocamento vertical (recalque) (mm) na fundação nos pórticos planos de 3 e 4 pavimentos.**  
**Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Verde – Rotulado (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.  
**Fonte: Autor**



— Engastado — Rotulado — Elástico 1 — Elástico 2

**Figura 43: Deslocamento vertical (recalque) (mm) na fundação nos pórticos planos de 6 e 12 pavimentos.**  
**Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Verde – Rotulado (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Amarela – Elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>; Linha Vermelha – Elástico em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>.

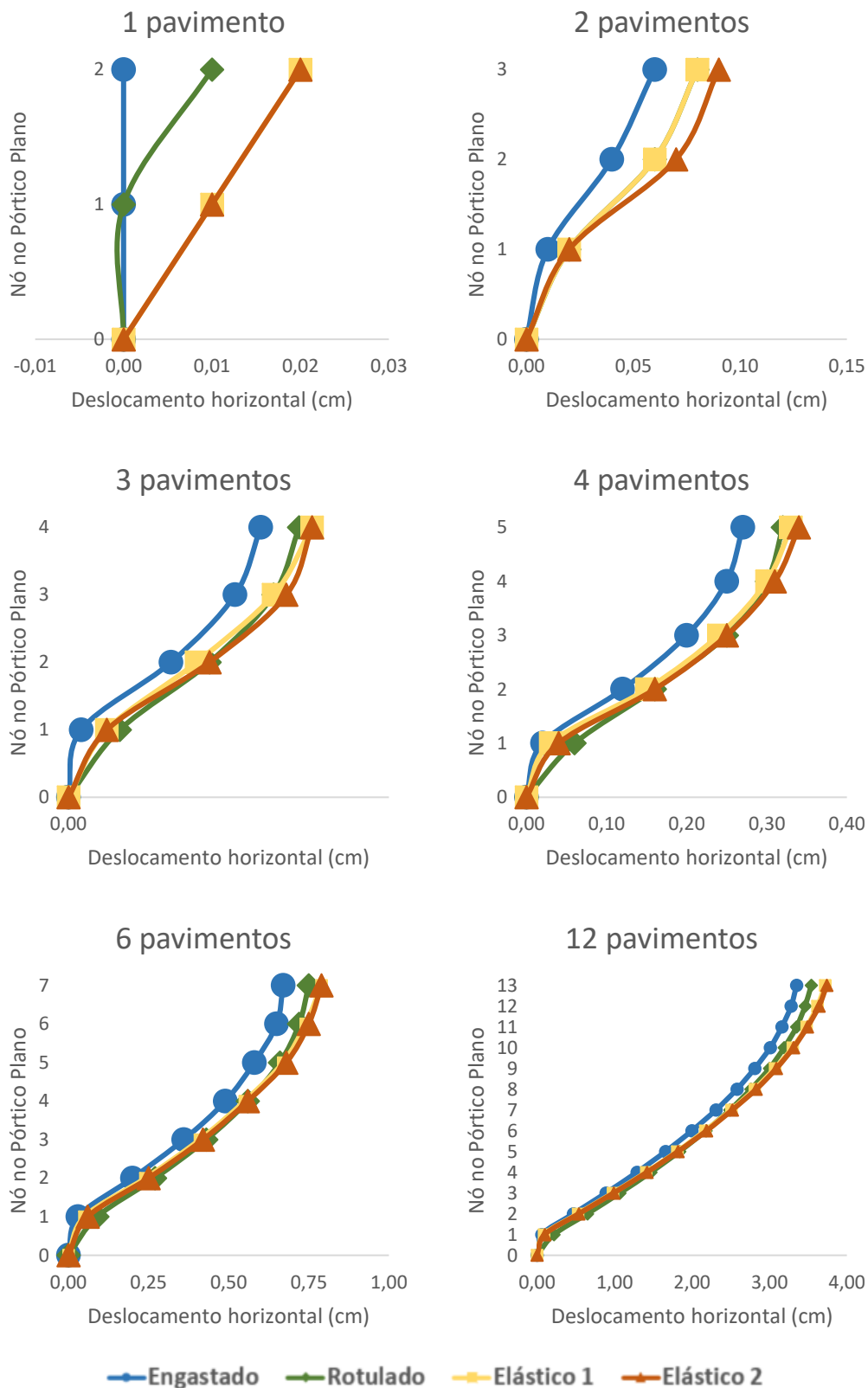
Fonte: Autor

### 7.1.5 Deslocamentos Horizontais

No escopo deste estudo, a avaliação dos deslocamentos horizontais no pórtico plano teve o propósito de verificar se houve variação após a realização do processo iterativo com consideração da ISE. Uma representação dos deslocamentos horizontais para os pórticos planos com 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos estão apresentados na Figura 44 e os seus valores numéricos estão presentes na Tabela 30 (Apêndice H).

Os deslocamentos horizontais nos pórticos planos na condição de apoios rotulados foram maiores quando comparados à condição de referência (apoios engastados), o que já era esperado. Acerca da consideração da ISE, os deslocamentos horizontais foram ainda maiores. Cabe destacar que para ambos os tipos de solo (tensão admissível de 160 e 400 kN/m<sup>2</sup>) os deslocamentos horizontais foram muito equiparados sendo ligeiramente superior para a condição do solo com a maior capacidade de suporte.

Alguns trabalhos presentes na literatura apontam para o aumento nos deslocamentos horizontais na estrutura após o emprego da ISE (MENDES; 2016; ANTONIAZZI; 2011). Como reflexo do aumento dos deslocamentos horizontais, resultado da redução na rigidez da estrutura quando submetida a condição de ISE, houve perda da estabilidade global, sumarizada pelo aumento do valor do coeficiente  $\gamma_z$  nos pórticos estudados, conforme será visto na seção seguinte (Item 7.1.6). Antoniazzi (2011), no estudo com pórtico plano obteve deslocamentos horizontais em torno de 35% maiores quando considerada a ISE, sendo os valores mais relevantes nos primeiros pavimentos. Mendes (2016), embora não apresente a variação percentual dos deslocamentos horizontais após o emprego da ISE, também relata este resultado e chegou a concluir que quanto menor a rigidez vertical dos apoios da edificação, maiores serão os efeitos da ISE na estrutura.



**Figura 44: Deslocamento horizontal (cm) nos pórticos planos com 1, 2, 3, 4, 6 e 12 pavimentos.**

**Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado (solo 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Verde – Rotulado (solo 160 kN/m<sup>2</sup> ou 400 kN/m<sup>2</sup>); Linha Amarela – Elástico 1 (solo 160 kN/m<sup>2</sup>); Linha Vermelha – Elástico 2 (solo 400 kN/m<sup>2</sup>).

**Fonte: Autor**

### 7.1.6 Estabilidade Global

Os valores de  $\gamma z$  para os pórticos planos com 4, 6 e 12 pavimentos estão apresentados na Figura 45. Os dados demonstram que após o emprego da ISE houve um pequeno acréscimo no valor do  $\gamma z$ , sendo uma variação percentual média de 0,54% para os pórticos planos de 4 e 6 pavimentos e de 0,77% para o pórtico plano de 12 pavimentos (Tabela 31 – Apêndice I). Esta variação bastante modesta pode ter sido decorrente do fato da utilização da Tabela de Correlação de Morrison (1993) para definir os valores do  $K_v$ , a qual tende a ter uma condição mais conservadora quando aplicada a ISE. Pode-se argumentar que, em uma condição hipotética de obtenção dos valores de  $K_v$  a partir da previsão de recalques calculado pelo método de Burland, Browns e De Mello (1977), conforme a equação 8, os valores de  $K_v$  a serem encontrados seriam menores (dados não mostrados) quando comparados com os valores tabelados para a mesma condição de solo (mesma tensão admissível adotada). Como efeito direto disso, menores seriam os coeficientes de mola a serem adotados nos apoios elásticos, resultado por fim e apoios elásticos mais “flexíveis” e, portanto, mais susceptíveis aos efeitos da ISE. Em resumo, a simples alteração do uso de Tabelas de Correlação (condição conservadora) para o cálculo do  $K_v$  a partir dos recalques previstos poderia, por si só, representar em efeitos mais proeminentes da ISE.

Cabe destacar que a condição de referência (vínculo engastado) apresenta a situação mais estável, ou seja, com menor valor de  $\gamma z$ , sendo seguida pela condição de apoio fixo rotulado, apoio elástico em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> e apoio elástico de 400 kN/m<sup>2</sup>. De fato, pode gerar certa estranheza verificar que um solo de melhor qualidade (maior capacidade de carga) possa resultar em uma perda de estabilidade global se comparado a um solo de pior qualidade (menor capacidade de carga). Porém cabe resgatar que o solo com carga admissível de 160 kN/m<sup>2</sup> apresentou elementos de fundações maiores e, conseqüentemente impactou em maiores coeficientes de mola (maior rigidez no apoio elástico).

Como já visto, Mendes (2016) e Antoniazzi (2011) também obtiveram incremento nos deslocamentos horizontais após o emprego da ISE. Mendes (2016), obteve diferenças no coeficiente  $\gamma z$  que variaram entre 1,1% a 11,5% no pórtico plano de 12 pavimentos e 0.6% a 4,5% no pórtico plano de 6 pavimentos.

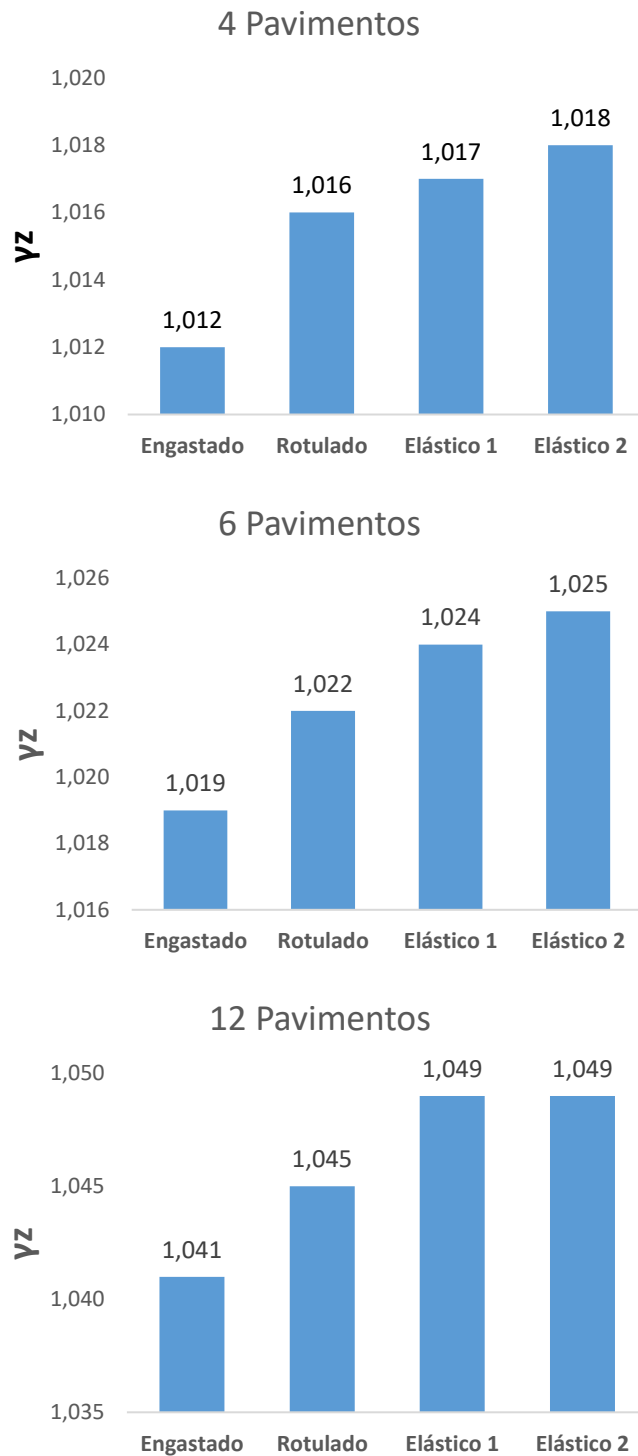
### **7.1.8 Flexibilização da ligação viga-pilar (nós semirrígidos)**

A fim de investigar a influência isolada e conjunta da ISE e da redução do engaste para nós semirrígidos, foi feito um estudo adicional com pórticos planos de 12 pavimentos e os resultados da alteração dos esforços axiais e de momento fletor na fundação estão apresentados nas Figuras 46 e 47, respectivamente. Foi aplicada uma flexibilização de 30% na rigidez da ligação. O que se espera é uma redução dos momentos negativos entre estes elementos, em conjunto com a aplicação da ISE.

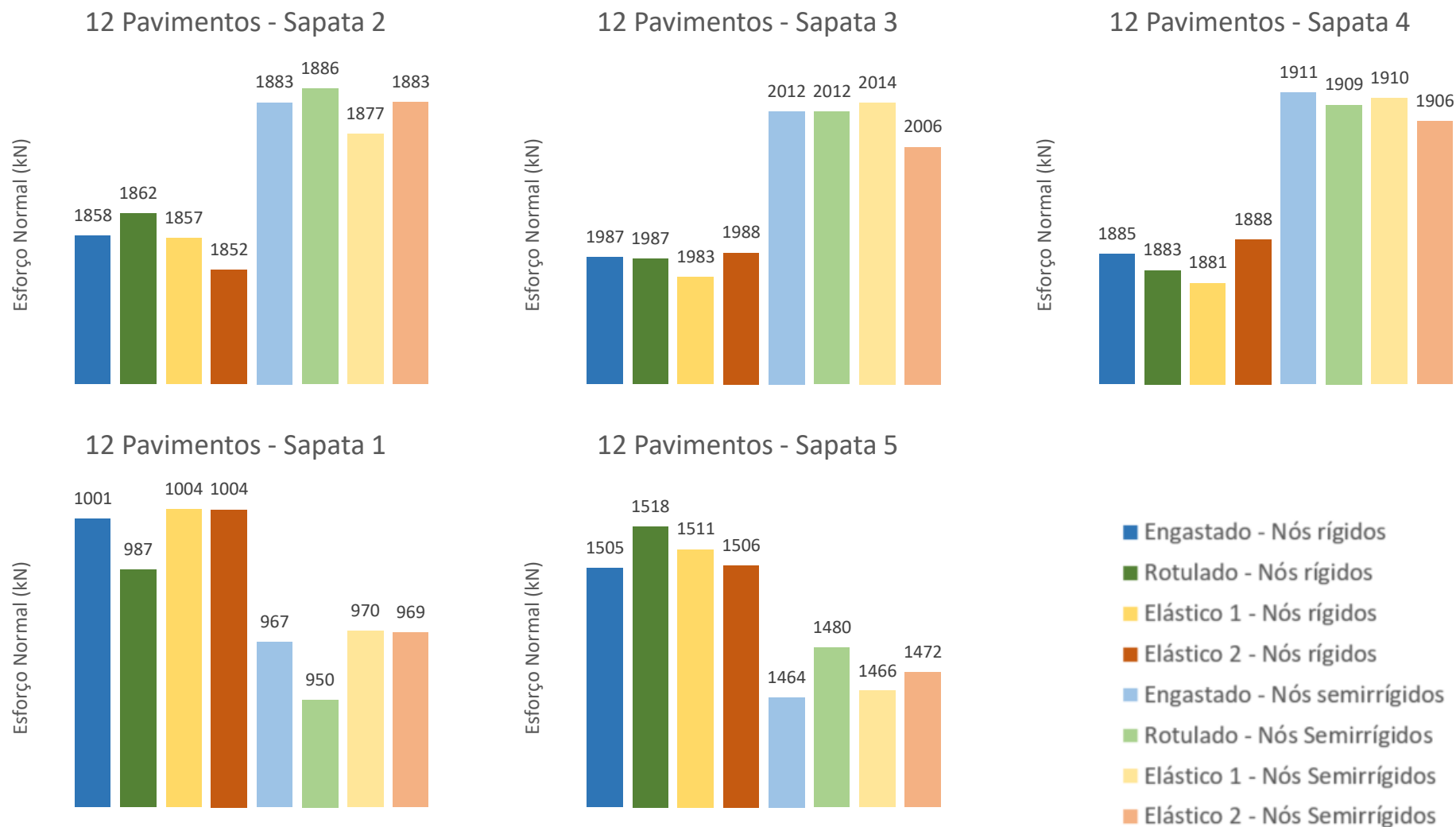
Da Figura 46 pode-se verificar claramente que após a aplicação da flexibilização na ligação viga-pilar ocorre um aumento de carga nos pilares centrais e descarregamento nos pilares das pontas, movimento exatamente oposto aquele relatado para a consideração da ISE. Além disso, o impacto no carregamento da fundação gerado pela flexibilização nos nós pilar-viga é bem superior que daquele decorrente da ISE, como pode ser visto na Figura 46 nos modelos onde ambas as situações foram utilizadas (Tabela 32 – Apêndice J).

Em relação aos esforços de momento fletor na fundação, pode-se verificar que existe uma tendência de aumento no seu valor em módulo quando aplicada a flexibilização nos nós pilar-viga (Figura 47 e Tabela 33 – Apêndice K). Do mesmo modo, essa é uma tendência inversa daquela encontrada para a consideração da ISE isoladamente, e também com impacto mais acentuado. Já em relação aos esforços de momento fletor verificados ao longo de toda a prumada dos pilares, a flexibilização da ligação viga-pilar resultou em algumas alterações importantes (ver Figura 48 e Tabela 27 e 28 – Apêndice F). Cabe destacar que, na condição de nós semirrígidos, os modelos com vínculo engastado, rotulado e elástico (ambos os solos) apresentaram variações importante (entre si) no momento fletor apenas na base da estrutura (primeiro tramo do pilar) sendo que nos tramos superiores as variações são mínimas e seguem praticamente uma linha única como é possível verificar na Figura 48. Como visto anteriormente, esse comportamento também se aplica ao pórtico plano com nós rígidos. No entanto, ao comparar os modelos com nós semirrígidos com o modelo engastado e nós rígidos (referência), houveram variações relevantes nos momentos fletores ao longo de toda estrutura. Os pilares de extremidade (P1 e P5) foram os que apresentaram maiores variações, enquanto que o pilar central (P3) apresentou variações mínimas. Além disso,

houve uma tendência dos momentos fletores serem maiores na parte baixa da estrutura na condição de nós semirrígidos enquanto que na parte alta da estrutura os momentos fletores foram maiores na condição de nós rígidos. Isto fica bem evidente no P1, menos evidente no P2, P4 e P5.

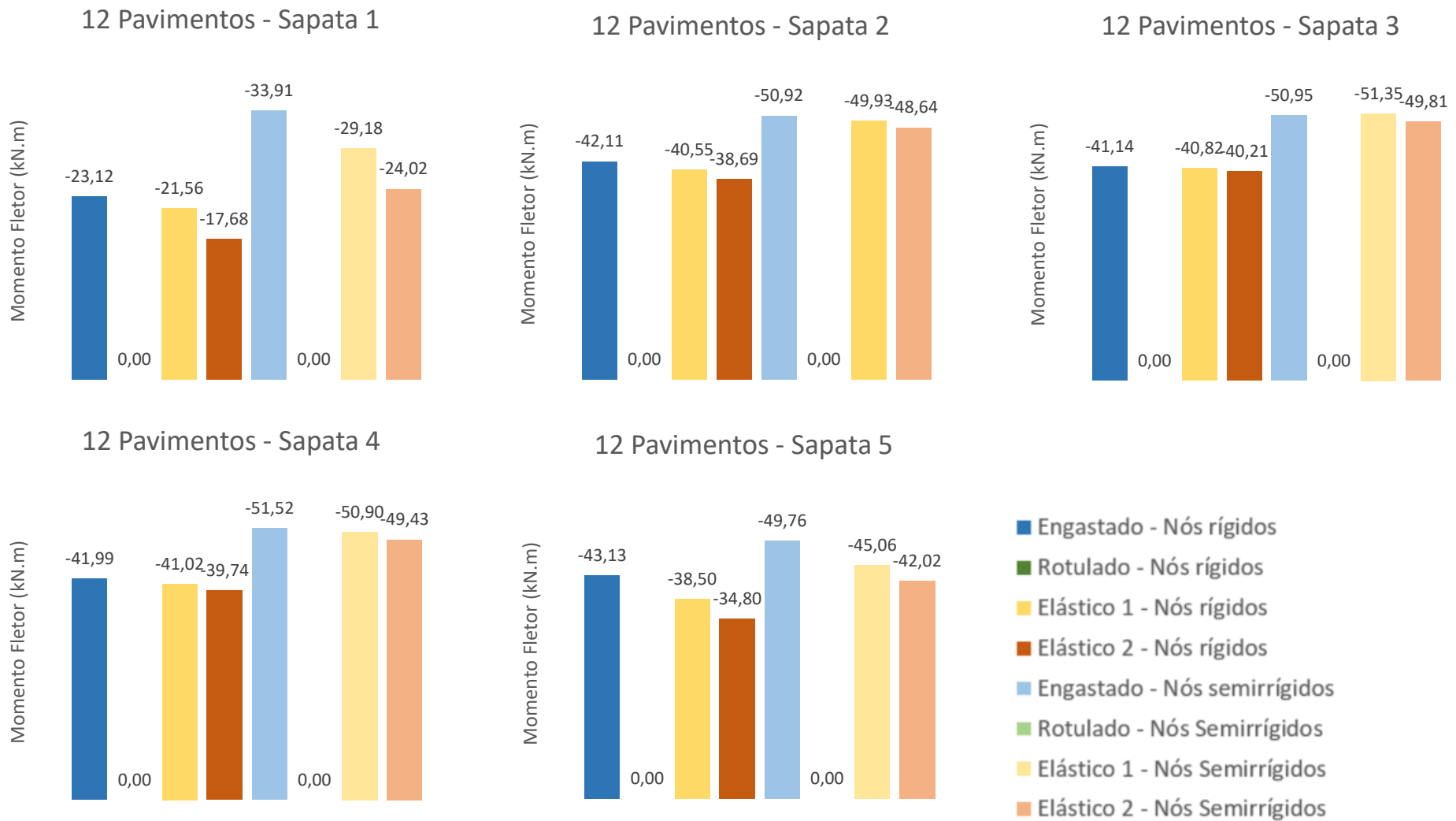


**Figura 45: Coeficiente de Estabilidade Global ( $\gamma_z$ ) para os pórticos planos de 4, 6 e 12 pavimentos.  
Fonte: Autor**

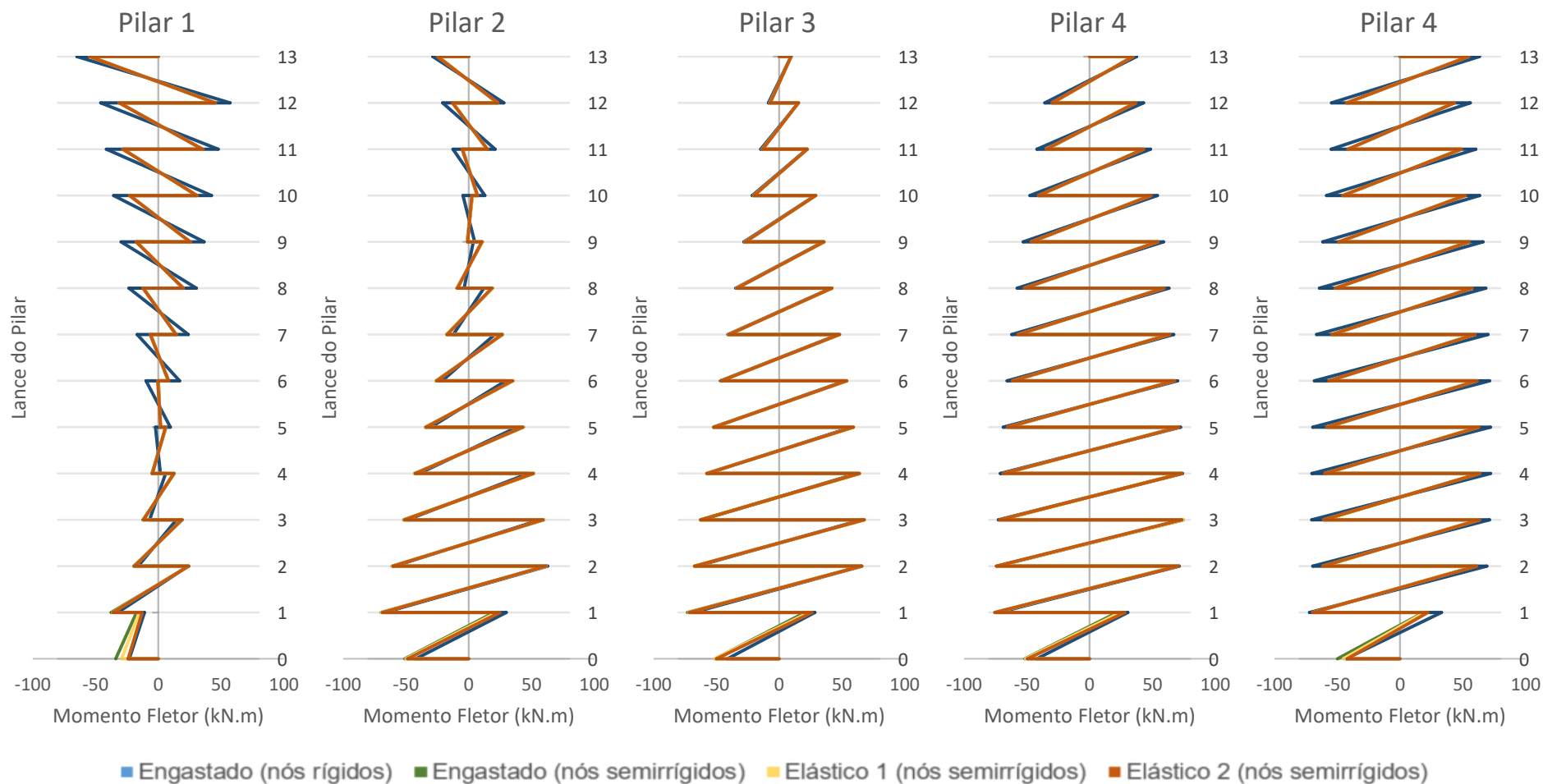


**Figura 46: Esforços Axiais (kN) nas sapatas nas estruturas porticada de 12 pavimentos com nós rígidos e semirrígidos.**  
**Legenda:** azul (engastado), verde (rotulado); amarelo (elástico 1 - solo com  $\sigma_{adm}$  de 160 kN/m<sup>2</sup>); vermelho (elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm}$  de 400 kN/m<sup>2</sup>).  
**Fonte: Autor**





**Figura 47: Esforços Momento Fletor (kN.m) nas sapatas nas estruturas porticada de 12 pavimentos com nós rígidos e semirrígidos.**  
**Legenda:** azul (engastado), verde (rotulado); amarelo (elástico 1 - solo com  $\sigma_{adm}$  de 160 kN/m<sup>2</sup>); vermelho (elástico 2 – solo com  $\sigma_{adm}$  de 400 kN/m<sup>2</sup>).  
**Fonte: Auto**

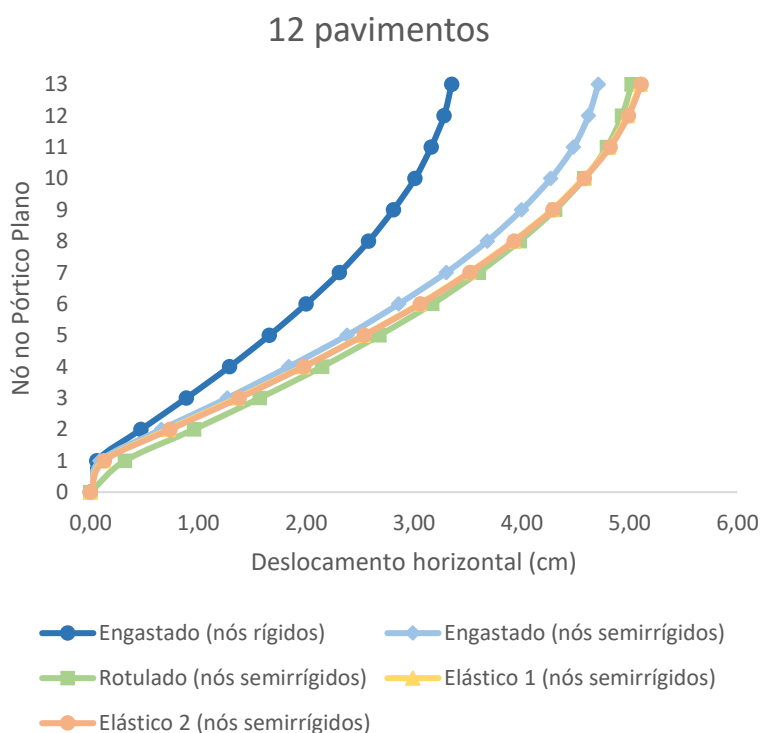


**Figura 48: Momento fletor (base e topo) em cada tramo (lance) dos pilares 1, 2, 3, 4 e 5 no pórtico plano de 12 pavimentos com nós (viga-pilar) rígidos ou semirrígidos.**

**Observação:** O primeiro lance (0 a 1) refere-se ao pilarete de ligação da sapata com a superestrutura. **Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul – Engastado com nós rígidos; Linha Verde – Engastado com nós semirrígidos; Linha Amarela – Elástico 1 em solo de 160 kN/m<sup>2</sup> e nós semirrígidos; Linha Vermelha – Elástico 2 em solo de 400 kN/m<sup>2</sup> e nós semirrígidos.

**Fonte: Autor**

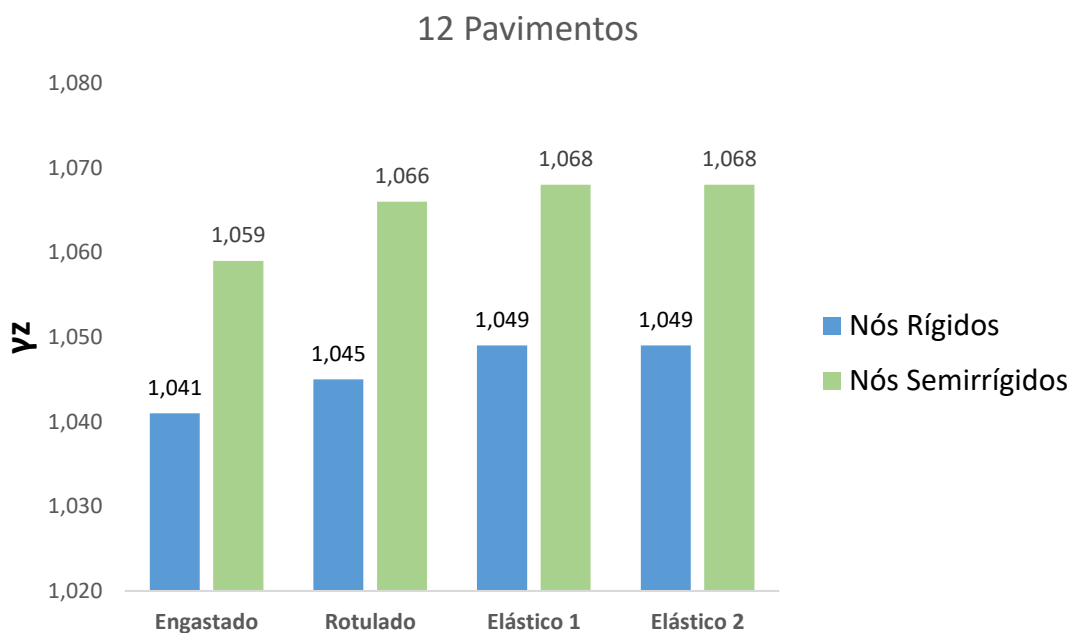
Sobre os deslocamentos horizontais, a aplicação da flexibilização da rigidez na ligação viga-pilar refletiu em um aumento considerável, com maior impacto inclusive quando comparado ao emprego da ISE (Figura 49). Por exemplo, tendo como referência o modelo de 12 pavimentos com vínculo na fundação engastado e nós rígidos, obteve-se as seguintes variações nos deslocamentos horizontais: (i) 41% superior no modelo engastado com nós semirrígidos; (ii) 50% superior no modelo rotulado com nós semirrígidos; (iii) 52% superior no modelo elástico em solo com tensão admissível de 160 kN/m<sup>2</sup> e com nós semirrígidos; (iv) 53% superior no modelo elástico em solo com tensão admissível de 160 kN/m<sup>2</sup> e com nós semirrígidos. Dessa forma, é possível verificar que a consideração conjunta da ISE e da flexibilização da ligação viga-pilar tendem a gerar maiores deslocamentos horizontais na estrutura, o que irá gerar reflexos importantes, por exemplo, na redução da estabilidade global, que pode ser interpretada através do aumento do  $\gamma_z$  calculado (Figura 50).



**Figura 49: Deslocamento horizontal (cm) nos pórticos planos com 12 pavimentos com nós rígidos ou semirrígidos.**

**Legenda** (vínculo da fundação): Linha Azul Escuro – Engastado com nós rígidos; Linha Azul Claro – Engastado com nós semirrígidos; Linha Verde – Rotulado com nós semirrígidos; Linha Amarela – Elástico 1 (em solo de 160 kN/m<sup>2</sup>) com nós semirrígidos; Linha Vermelha – Elástico 2 (em solo de 400 kN/m<sup>2</sup>) com nós semirrígidos.

**Fonte: Autor**



**Figura 50: Coeficiente de Estabilidade Global ( $\gamma_z$ ) para os pórticos planos 12 pavimentos com nós rígidos ou semirrígidos.**  
**Fonte: Autor**

Avaliando apenas os modelos com nós rígidos, o emprego da ISE resulta em um incremento de 0,8% no valor do  $\gamma_z$  (ambos os solos) em relação ao modelo engastado. Avaliando os modelos com nós semirrígidos e comparando com o modelo de referência (engastado com nós rígidos), a flexibilização da ligação viga-pilar resultou num incremento de 1,7% no valor do  $\gamma_z$  enquanto que a flexibilização da ligação viga-pilar em conjunto com o emprego da ISE resultou num aumento de 2,6% no valor do  $\gamma_z$  (ambos os solos). A partir dessas informações, pode-se inferir que, no presente caso, a flexibilização da ligação viga-pilar apresentou maior influência na estabilidade global do pórtico em relação ao emprego da ISE e que, ambas as condições aplicadas conjuntamente podem trazer consequências importantes para a análise estrutural, inclusive com a alteração da classificação da estrutura de nós fixos ( $\gamma_z < 1,10$ ) para nós móveis ( $\gamma_z > 1,10$ ), exigindo assim a necessidade de uma análise estrutural de segunda ordem.

## CAPÍTULO 8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 8.1 CONCLUSÕES

É possível concluir ao final deste trabalho que o emprego da ISE na análise estrutural dos pórticos em questão resultou em uma alteração na configuração dos esforços internos e a consequente redistribuição dos esforços.

Pode-se observar que, em relação aos esforços normais aplicados na fundação (reações de apoio), as variações foram pouco representativas, não possuindo grande relevância frente a abordagem pelo número de pavimentos ou definição do tipo de solo.

Em relação aos esforços de momento fletor aplicados na fundação, as variações decorrentes da aplicação da ISE foram mais representativas.

No que concerne aos momentos fletores resultantes ao longo de toda extensão dos pilares, pode-se observar que o emprego da ISE alterou significativamente tais esforços no seu primeiro tramo, ou seja, na porção do pilar que faz a ligação da sapata com a superestrutura. Nas demais partes dos pilares houve pequena variação nos momentos fletores.

No quesito deslocamentos horizontais, pode-se perceber que o emprego da ISE resultou em um aumento modesto que, em última análise, representou em uma pequena perda de estabilidade global da estrutura, reflexo do aumento do valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

De modo geral, pode-se concluir que a adoção apoios com vínculos elásticos no emprego da ISE conduziu a prevalência de uma reorganização dos esforços internos nos pórticos em análise, contudo sem que houvesse diferenças marcantes quando comparados ambos os tipos de solo.

A realização do estudo paramétrico paralelo com a aplicação de uma flexibilização de 30% na rigidez da ligação viga-pilar permitiu constatar que esta estratégia conduziu a uma redistribuição de esforços mais acentuada que a adoção simples da ISE, inclusive com maiores impactos no deslocamento horizontal da estrutura e, conseqüentemente, na sua estabilidade global.

## 8.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para trabalhos futuros fazer o estudo da ISE a partir da influência de solos distintos utilizando-se pórtico espacial, bem como proceder o cálculo do coeficiente de reação vertical através dos recalques obtidos. Ideal seria ainda representar os solos através de laudos obtidos em campo, como por exemplo, o ensaio SPT, bastante difundido no Brasil.

Outro ponto que pode ser explorado ainda seria a modelagem da ISE através do Modelo Contínuo, o qual, embora de abordagem mais complexa, sabe-se que representa melhor a realidade física da estrutura e supera algumas das limitações impostas pelo Modelo de Winkler.

Outra sugestão seria ampliar o estudo da aplicação da flexibilização da rigidez na ligação viga pilar (ou qualquer outra que possa ser conveniente), inclusive com estrutura de pórtico espacial, ou então, fazer uso de coeficientes de redistribuição de esforços normatizados pela ABNT NBR 6118 (2014).

Por fim, sugere-se ainda, investigar os resultados da consideração da ISE em fundações profundas, fazendo-se o uso de solos com distintas capacidades de suporte.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, A. P. R. P.; MENDONÇA, D. V. C.; BRANDRÃO, E. V. **Interação solo-estrutura e análise de redistribuição de cargas em pilares devido a recalques**. 2014, 87f. Trabalho de Conclusão de Cursos (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2014.

ALTOQI. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. (E-book). Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/wp-content/uploads/2016/08/Ebook-O-Efeito-P-Delta.pdf>>. Acesso em 19/11/2019.

ALTOQI. **A interação solo-estrutura e sua aplicação na análise de estruturas de edifícios**. (E-book). Disponível em: <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/interacao-solo-estrutura-analise-estruturas-de-edificios/>>. Acesso em 19/11/2019.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2011.

ARAÚJO, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. Rio Grande. Editora Dunas, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118 – projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484 – Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de Fundação. Apostila: Disciplina 2133 - Estruturas de concreto III**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2019.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Vol. 2. São Paulo, Editora Pini, 2013.

COSTA, J. B; CARMO, L. C. **Projetos Estruturais. Notas de Aula**. Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia, Pontifícia Universidade Católica de Goiás.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 6ª edição americana. São Paulo, Thomsom Learning, 2007.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. **Análise linear com redistribuição e análise plástica de vigas de edifícios**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto (C3C2005). vol. XII, p. 72-85. IBRACON, 2005.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC 90, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, p.307- 324,1991.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.9, n.2, p.192-213, 2016.

GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. São Paulo Editora Pini,1996.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Contribuição à prática de fundações: a experiência de Recife**. (1995). 251f. Tese (Professor Titular) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

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

HOLANDA JUNIOR, O. G., et al. **Comportamento de um edifício de concreto armado considerando a interação solo-estrutura e o efeito incremental construtivo**. Anais do 42º Congresso Brasileiro do Concreto. IBRACON. Fortaleza, 2000.

IMMICH, T. B.; KLAMT, R. A; SILVA, L. G. Z. **Análise comparativa do comportamento estrutural de uma edificação através de modelos computacionais com a consideração da interação solo-estrutura**. Revista Gedecon. Vol. 4, n. 2, p. 26-53, Cruz Alta, 2016.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 140f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.



KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª ed. São Paulo. Editora Pini, 2007.

MENDES, E. J. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura**. 2016. 153f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

MENDES, R. dos S. **Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado**. Revista Especializa On-line IPOG. Vol. 01, n.10, p. 1-26, Goiânia, 2015.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado em Ciências, programa em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MORRISON, N. **Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha, 1993.

NEVES, W. T. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 2016. 74f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

OLIVEIRA, C. de R. **Estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar**. 2011. 82 f. Tese (Mestrado em Engenharia Mecânica e Gestão Industrial). Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu. Viseu, 2011.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2006.

PORTO, T. B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. 221f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

QISUPORTE. LUIZ FILIPE LONGO. **Relação carga por área não usual para edifícios**. Disponível em: < <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115002204694-Rela%C3%A7%C3%A3o-carga-por-%C3%A1rea-n%C3%A3o-usual-para-edif%C3%ADcios> > acesso em 14/08/20.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. (2000). 155f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIEMKE, R. M. **Estabilidade global em edifícios de concreto armado: análise comparativa entre coeficiente  $\gamma_z$  e processo P-Delta**. 2015. 97f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015

SANTOS, J. B. dos. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2016.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. 2004. 122f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

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

VALANDRO, A.; TROMBETTA, D. T. **Estabilidade global de edifícios – aplicação do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e processo P-Delta**. 2016. 100f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2016.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações. volume 1: critérios de projeto - investigação de subsolo - fundações superficiais**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

## REFERÊNCIAS COMPLEMENTARES

BASTOS, P. S. S. **Vigas de Concreto Armado: Disciplina 2323 - Estruturas de concreto III. Notas de Aula.** Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2017.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014.** 415 p. 4ª ed. São Carlos, Editora UFSCar. 2015.

CRUZ, V. M.; GALVÃO, A. S. **Influência da interação solo-estrutura na redistribuição de esforços internos em pórticos tridimensionais utilizando software computacional.** XIII SIMEEC (Simpósio de Mecânica Computacional). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória – ES. 2018.

FERREIRA, M. R. **Estudo comparativo entre metodologias determinísticas de recalques em fundações rasas, sob sapatas isoladas, assentadas em solo arenoso: Hipóteses de cálculo.** 2017. 101f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Centro Universitário do Sul de Minas. Varginha – MG. 2017.

GUERRA, M. V. P.; ROSA, P. P. O. M.; JUNIOR, R. B. V. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios sobre sapatas.** 2011. 55f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

GUSMÃO, A. D. **Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estrutura em Edificações.** Solos e Rochas. São Paulo, v 1, p 47 – 55,1994.

SILVA, H. N. **Análise estrutural de uma edificação de médio porte considerando um modelo simplificado de interação solo-estrutural.** (2015). 68f. Monografia (Especialização em Estruturas de Concreto Armado e Fundações). Universidade da Cidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

## APÊNDICE A

**Tabela 17: Dimensões finais das sapatas**

Dimensões Finais das Sapatas													
	Sapata	Solo 1 ( $\sigma_{adm} = 160 \text{ kN/m}^2$ )						Solo 2 ( $\sigma_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$ )					
		Engastado		Rotulado		Elástico		Engastado		Rotulado		Elástico	
		A (m)	B (m)	A (m)	B (m)	A (m)	B (m)	A (m)	B (m)	A (m)	B (m)	A (m)	B (m)
1 pavimento	S1	1.25	1.00	1.15	0.90	1.15	0.90	0.90	0.65	0.80	0.55	0.80	0.55
	S2	1.70	1.45	1.65	1.40	1.65	1.40	1.15	0.90	1.10	0.85	1.10	0.85
	S3	1.65	1.40	1.60	1.35	1.65	1.40	1.10	0.85	1.10	0.85	1.10	0.85
	S4	1.65	1.40	1.65	1.40	1.65	1.40	1.10	0.85	1.10	0.85	1.10	0.85
	S5	1.30	1.05	1.15	0.90	1.15	0.90	0.90	0.65	0.80	0.55	0.80	0.55
2 pavimentos	S1	1.45	1.20	1.35	1.10	1.40	1.15	1.00	0.75	0.90	0.65	0.95	0.70
	S2	2.05	1.80	2.00	1.75	2.00	1.75	1.35	1.10	1.30	1.05	1.35	1.10
	S3	2.00	1.75	1.95	1.70	2.00	1.75	1.30	1.05	1.30	1.05	1.30	1.05
	S4	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00	1.75	1.35	1.10	1.30	1.05	1.30	1.05
	S5	1.50	1.25	1.40	1.15	1.45	1.20	1.05	0.80	0.95	0.70	0.95	0.70
3 pavimentos	S1	1.60	1.35	1.55	1.30	1.60	1.35	1.05	0.80	1.05	0.80	1.05	0.80
	S2	2.30	2.05	2.25	2.00	2.30	2.05	1.50	1.25	1.50	1.25	1.50	1.25
	S3	2.30	2.05	2.25	2.00	2.25	2.00	1.50	1.25	1.50	1.25	1.50	1.25
	S4	2.30	2.05	2.25	2.00	2.30	2.05	1.50	1.25	1.50	1.25	1.50	1.25
	S5	1.75	1.50	1.65	1.40	1.65	1.40	1.20	0.95	1.10	0.85	1.10	0.85
4 pavimentos	S1	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.15	0.90	1.15	0.90	1.15	0.90
	S2	2.55	2.30	2.50	2.25	2.55	2.30	1.65	1.40	1.65	1.40	1.65	1.40
	S3	2.55	2.30	2.50	2.25	2.55	2.30	1.65	1.40	1.65	1.40	1.65	1.40
	S4	2.50	2.25	2.50	2.25	2.50	2.25	1.65	1.40	1.65	1.40	1.65	1.40
	S5	1.95	1.70	1.85	1.60	1.90	1.65	1.30	1.05	1.25	1.00	1.25	1.00
6 pavimentos	S1	2.05	1.80	2.05	1.80	2.10	1.85	1.40	1.15	1.35	1.10	1.40	1.15
	S2	2.90	2.65	2.90	2.65	2.90	2.65	1.90	1.65	1.90	1.65	1.90	1.65
	S3	2.95	2.70	2.95	2.70	2.95	2.70	1.95	1.70	1.90	1.65	1.95	1.70
	S4	2.90	2.65	2.85	2.60	2.90	2.65	1.90	1.65	1.85	1.60	1.90	1.65
	S5	2.35	2.10	2.25	2.00	2.30	2.05	1.55	1.30	1.50	1.25	1.55	1.30
12 pvfos <sup>a</sup>	S1	2.85	2.60	2.75	2.50	2.85	2.60	1.85	1.60	1.80	1.55	1.85	1.60
	S2	3.80	3.55	3.75	3.50	3.80	3.55	2.45	2.20	2.40	2.15	2.45	2.20
	S3	3.90	3.65	3.85	3.60	3.90	3.65	2.55	2.30	2.50	2.25	2.55	2.30
	S4	3.80	3.55	3.75	3.50	3.80	3.55	2.50	2.25	2.45	2.20	2.50	2.25
	S5	3.45	3.20	3.40	3.15	3.45	3.20	2.25	2.00	2.20	1.95	2.25	2.00
12 pvfos <sup>b</sup>	S1	2.80	2.55	2.70	2.45	2.80	2.55	1.85	1.60	1.75	1.50	1.85	1.60
	S2	3.80	3.55	3.75	3.50	3.80	3.55	2.50	2.25	2.45	2.20	2.50	2.25
	S3	3.95	3.70	3.85	3.60	3.95	3.70	2.55	2.30	2.50	2.25	2.55	2.30
	S4	3.85	3.60	3.75	3.50	3.85	3.60	2.50	2.25	2.45	2.20	2.50	2.25
	S5	3.40	3.15	3.35	3.10	3.40	3.15	2.25	2.00	2.15	1.90	2.25	2.00

<sup>a</sup> Pórtico plano com nós rígidos (ligação viga-pilar); <sup>b</sup> Pórtico plano com nós semirrígidos (ligação viga-pilar). Observação: Dimensões finais obtidas após a última iteração quando da aplicação da ISE (apoios elásticos). **Fonte: Autor**

## APÊNDICE B

**Tabela 18: Coeficientes de molas finais**

Nº Puntos do P. Plano	Solo $\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Sapata									
		S1		S2		S3		S4		S5	
		Kz <sup>a</sup>	KrY <sup>b</sup>	Kz <sup>a</sup>	KrY <sup>b</sup>	Kz <sup>a</sup>	KrY <sup>b</sup>	Kz <sup>a</sup>	KrY <sup>b</sup>	Kz <sup>a</sup>	KrY <sup>b</sup>
1	160	33948	3741	75768	17190	75768	17190	75768	17190	33948	3741
	400	35200	1877	74800	7542	74800	7542	74800	7542	35200	1877
2	160	52808	8625	114800	38267	114800	38267	114800	38267	57072	9999
	400	53200	4001	118800	18043	109200	15379	109200	15379	53200	4001
3	160	70848	15114	154652	68176	147600	62269	154652	68176	75768	17190
	400	67200	6174	150000	28125	150000	28125	150000	28125	74800	7542
4	160	86100	21973	192372	104242	192372	104242	184500	96094	102828	30934
	400	82800	9125	184800	41927	184800	41927	184800	41927	100000	13021
6	160	127428	46830	252068	176658	261252	189462	252068	176658	154652	68176
	400	128800	21037	250800	75449	265200	84035	250800	75449	161200	32274
12 <sup>c</sup>	160	243048	164513	442472	532441	466908	591806	442472	532441	362112	359170
	400	236800	67537	431200	215690	469200	254248	450000	234375	360000	151875
12 <sup>d</sup>	160	234192	153005	442472	532441	479372	623283	454608	561536	351288	338407
	400	236800	67537	450000	234375	469200	254248	450000	234375	360000	151875

<sup>a</sup> Coeficiente de mola (translação no eixo “z” e no eixo “x” –  $K_z = K_x$ ) com valores em kN/m; <sup>b</sup> coeficiente de mola (rotação em torno do eixo “y”) com valores em kN.m/rad; <sup>c</sup> Pórtico plano com nós rígidos (ligação viga-pilar); <sup>d</sup> Pórtico plano com nós semirrígidos (ligação viga-pilar).  
Observação: Coeficientes de mola (translação e rotação) finais, ou seja obtidos após a última iteração quando da aplicação da ISE (apoios elásticos), resultado da convergência das dimensões finais da sapatas.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE C

**Tabela 19: Cargas axiais aplicadas na fundação**

Nº Pvtko	Vínculo nos apoios	Solo (kN/m <sup>2</sup> )	Sapata 1		Sapata 2		Sapata 3		Sapata 4		Sapata 5	
			Axial (kN)	Diferença <sup>a</sup> (%)	Axial (kN)	Diferença <sup>a</sup> (%)	Axial (kN)	Diferença <sup>a</sup> (%)	Axial (kN)	Diferença <sup>a</sup> (%)	Axial (kN)	Diferença <sup>a</sup> (%)
12	Engastado	-	1001.44	0.0%	1857.95	0.0%	1986.88	0.0%	1885.45	0.0%	1505.08	0.0%
	Rotulado	-	987.08	-1.4%	1862.16	0.2%	1986.66	0.0%	1882.86	-0.1%	1518.05	0.9%
	Elástico 1	160	1004.08	0.3%	1857.47	0.0%	1983.48	-0.2%	1880.87	-0.2%	1510.90	0.4%
	Elástico 2	400	1004.05	0.3%	1851.51	-0.3%	1987.66	0.0%	1887.70	0.1%	1505.89	0.1%
6	Engastado	-	522.24	0.0%	1079.47	0.0%	1120.36	0.0%	1067.94	0.0%	645.19	0.0%
	Rotulado	-	515.71	-1.3%	1081.75	0.2%	1120.10	0.0%	1067.23	-0.1%	650.41	0.8%
	Elástico 1	160	526.35	0.8%	1074.47	-0.5%	1117.77	-0.2%	1068.72	0.1%	647.88	0.4%
	Elástico 2	400	528.55	1.2%	1070.01	-0.9%	1123.12	0.2%	1059.94	-0.7%	653.58	1.3%
4	Engastado	-	364.79	0.0%	795.60	0.0%	801.85	0.0%	787.14	0.0%	418.62	0.0%
	Rotulado	-	360.61	-1.1%	797.30	0.2%	801.55	0.0%	786.99	0.0%	421.54	0.7%
	Elástico 1	160	361.71	-0.8%	799.72	0.5%	803.65	0.2%	780.35	-0.9%	422.57	0.9%
	Elástico 2	400	361.82	-0.8%	799.47	0.5%	798.77	-0.4%	788.25	0.1%	419.69	0.3%
3	Engastado	-	288.50	0.0%	647.27	0.0%	638.57	0.0%	641.63	0.0%	318.43	0.0%
	Rotulado	-	285.44	-1.1%	648.69	0.2%	638.25	-0.1%	641.75	0.0%	320.27	0.6%
	Elástico 1	160	288.86	0.1%	648.74	0.2%	631.18	-1.2%	647.93	1.0%	317.68	-0.2%
	Elástico 2	400	287.35	-0.4%	646.03	-0.2%	640.49	0.3%	641.72	0.0%	318.81	0.1%
2	Engastado	-	214.01	0.0%	493.82	0.0%	474.91	0.0%	490.95	0.0%	227.11	0.0%
	Rotulado	-	211.99	-0.9%	494.98	0.2%	474.55	-0.1%	491.33	0.1%	227.95	0.4%
	Elástico 1	160	216.52	1.2%	487.88	-1.2%	480.77	1.2%	484.78	-1.3%	230.86	1.7%
	Elástico 2	400	213.22	-0.4%	495.91	0.4%	474.26	-0.1%	486.15	-1.0%	231.26	1.8%
1	Engastado	-	141.06	0.0%	334.87	0.0%	312.92	0.0%	334.02	0.0%	144.33	0.0%
	Rotulado	-	139.98	-0.8%	335.75	0.3%	312.60	-0.1%	334.62	0.2%	144.25	-0.1%
	Elástico 1	160	142.21	0.8%	329.32	-1.7%	320.47	2.4%	329.92	-1.2%	145.27	0.7%
	Elástico 2	400	144.04	2.1%	327.30	-2.3%	320.72	<b>2.5%</b>	327.88	-1.8%	147.26	2.0%

<sup>a</sup> Diferença percentual comparada sempre em relação a situação de referência (vínculo engastado), sendo que os valores positivos representam acréscimo de carga axial enquanto que valores negativos representam decréscimo de carga. **Fonte: Autor**

## APÊNDICE D

**Tabela 20: Valores dos momentos fletores aplicados na fundação**

Pvto	Vínculo	Solo (kN/m <sup>2</sup> )	Sapata 1		Sapata 2		Sapata 3		Sapata 4		Sapata 5	
			Momento (kN.m) <sup>a</sup>	Diferença (%) <sup>b</sup>	Momento (kN.m) <sup>a</sup>	Diferença (%) <sup>b</sup>	Momento (kN.m) <sup>a</sup>	Diferença (%) <sup>b</sup>	Momento (kN.m) <sup>a</sup>	Diferença (%) <sup>b</sup>	Momento (kN.m) <sup>a</sup>	Diferença (%) <sup>b</sup>
12	engastado	-	-23.12	0%	-42.11	0%	-41.14	0%	-41.99	0%	-43.13	0%
	rotulado	-	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%
	elástico	160	-21.56	-7%	-40.55	-4%	-40.82	-1%	-41.02	-2%	-38.50	-11%
	elástico	400	-17.68	-24%	-38.69	-8%	-40.21	-2%	-39.74	-5%	-34.80	-19%
6	engastado	-	-4.60	0%	-18.56	0%	-17.55	0%	-17.46	0%	-23.83	0%
	rotulado	-	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%
	elástico	160	-6.29	37%	-16.92	-9%	-17.35	-1%	-17.19	-2%	-12.59	-47%
	elástico	400	-4.63	1%	-14.69	-21%	-15.53	-12%	-14.97	-14%	-9.74	-59%
4	engastado	-	0.77	0%	-11.70	0%	-10.53	0%	-9.97	0%	-17.90	0%
	rotulado	-	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%
	elástico	160	-2.76	258%	-9.82	-16%	-9.47	-10%	-9.31	-7%	-5.43	-70%
	elástico	400	-1.78	131%	-7.68	-34%	-7.56	-28%	-7.65	-23%	-3.39	-81%
3	engastado	-	3.23	0%	-8.52	0%	-7.25	0%	-6.43	0%	-15.07	0%
	rotulado	-	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%
	elástico	160	-1.78	-45%	-6.42	-25%	-6.13	-15%	-6.52	1%	-2.68	-82%
	elástico	400	-1.04	-68%	-4.67	-45%	-4.59	-37%	-4.58	-29%	-1.58	-90%
2	engastado	-	5.51	0%	-5.61	0%	-4.19	0%	-3.05	0%	-12.38	0%
	rotulado	-	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%
	elástico	160	-0.85	-85%	-2.99	-47%	-2.96	-29%	-2.98	-2%	-0.97	-92%
	elástico	400	-0.58	-89%	-2.41	-57%	-2.07	-51%	-2.13	-30%	-0.56	-95%
1	engastado	-	7.34	0%	-2.64	0%	-1.45	0%	-0.41	0%	-9.76	0%
	rotulado	-	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%	0.00	-100%
	elástico	160	-0.35	-95%	-0.77	-71%	-0.80	-45%	-0.82	100%	-0.02	-100%
	elástico	400	-0.19	-97%	-0.43	-84%	-0.46	-68%	-0.48	17%	-0.02	-100%

<sup>a</sup> Momento fletor (kN.m) aplicado na base do elemento de fundação e obtido respeitando o sinal fornecido no relatório do *software* Eberick. <sup>b</sup> Diferença em porcentagem utilizando os valores em módulo do momento fletor, onde o valor negativo representa a diminuição do momento fletor enquanto que valor positivo representa o aumento do momento fletor. O uso do valor em módulo é permitido em virtude da simetria imposta na armadura a qual elimina a necessidade da consideração do sinal.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE E

**Tabela 21: Momentos fletores de topo e base no primeiro tramo do pilar**

	Pilar	Momento Fletor	Engaste (kN.m) <sup>a</sup>	Rótula (kN.m) <sup>a</sup>	Difer. (%) <sup>b</sup>	Elást. 1 (kN.m) <sup>a</sup>	Dif. (%) <sup>b</sup>	Elást. 2 (kN.m) <sup>a</sup>	Dif. (%) <sup>b</sup>
1 pavimento	P1	Topo	-17.34	-13.71	-21%	-9.81	-43%	-10.46	-40%
		Base	7.34	0.00	-100%	-0.35	-95%	-0.19	-97%
	P2	Topo	3.05	4.00	31%	3.55	16%	3.02	-1%
		Base	-2.64	0.00	-100%	-0.77	-71%	-0.43	-84%
	P3	Topo	1.05	2.46	134%	2.24	113%	2.49	137%
		Base	-1.45	0.00	-100%	-0.80	-45%	-0.46	-68%
	P4	Topo	-0.76	1.19	57%	0.63	-17%	1.65	117%
		Base	-0.35	0.00	-100%	-0.82	134%	-0.48	37%
	P5	Topo	18.46	17.37	-6%	11.95	-35%	13.03	-29%
		Base	-9.76	0.00	-100%	-0.02	-100%	-0.02	-100%
2 pavimentos	P1	Topo	-17.66	-11.51	-35%	-10.74	-39%	-9.45	-46%
		Base	5.51	0.00	-100%	-0.85	-85%	-1.85	-66%
	P2	Topo	5.30	8.90	68%	6.14	16%	6.54	23%
		Base	-5.61	0.00	-100%	-2.99	-47%	-2.41	-57%
	P3	Topo	2.96	7.00	136%	4.97	68%	4.88	65%
		Base	-4.19	0.00	-100%	-2.96	-29%	-2.07	-51%
	P4	Topo	1.16	5.88	407%	4.30	271%	5.28	355%
		Base	-3.05	0.00	-100%	-2.98	-2%	-2.13	-30%
	P5	Topo	20.47	21.68	6%	16.53	-19%	16.95	-17%
		Base	-12.38	0.00	-100%	-0.97	-92%	-0.56	-95%
3 pavimentos	P1	Topo	-17.07	-8.19	-52%	-10.18	-40%	-8.47	-50%
		Base	3.23	0.00	-100%	-1.78	-45%	-1.04	-68%
	P2	Topo	7.13	13.84	94%	8.30	16%	10.62	49%
		Base	-8.52	0.00	-100%	-6.42	-25%	-4.67	-45%
	P3	Topo	5.08	12.04	137%	7.95	56%	9.17	81%
		Base	-7.25	0.00	-100%	-6.13	-15%	-4.59	-37%
	P4	Topo	3.89	11.55	197%	7.74	99%	8.25	112%
		Base	-6.43	0.00	-100%	-6.52	1%	-4.58	-29%
	P5	Topo	21.75	25.58	18%	17.47	-20%	18.79	-14%
		Base	-15.07	0.00	-100%	-2.68	-82%	-1.58	-90%
4 pavimentos	P1	Topo	-16.44	-4.66	-72%	-9.22	-44%	-7.60	-54%
		Base	-0.77	0.00	-100%	-2.76	258%	-1.78	131%
	P2	Topo	9.21	19.21	109%	11.71	27%	13.36	45%
		Base	-11.70	0.00	-100%	-9.82	-16%	-7.68	-34%
	P3	Topo	7.35	17.44	137%	9.51	29%	11.95	63%
		Base	-10.53	0.00	-100%	-9.47	-10%	-7.56	-28%
	P4	Topo	6.67	17.48	162%	9.88	48%	12.03	80%
		Base	-9.97	0.00	-100%	-9.31	-7%	-7.65	-23%
	P5	Topo	23.09	29.73	29%	20.53	-11%	21.42	-7%
		Base	-17.90	0.00	-100%	-5.43	-70%	-3.39	-81%

Fonte: Autor



## APÊNDICE E

**Tabela 21: (continuação)**

	Pilar	Momento Fletor	Engaste (kN.m) <sup>a</sup>	Rótula (kN.m) <sup>a</sup>	Difer. (%) <sup>b</sup>	Elást. 1 (kN.m) <sup>a</sup>	Dif. (%) <sup>b</sup>	Elást. 2 (kN.m) <sup>a</sup>	Dif. (%) <sup>b</sup>
6 pavimentos	P1	Topo	-14.91	3.06	-79%	-10.09	-32%	-8.66	-42%
		Base	-4.60	0.00	-100%	-6.29	37%	-4.63	1%
	P2	Topo	13.77	30.77	123%	15.60	13%	17.66	28%
		Base	-18.56	0.00	-100%	-16.92	-9%	-14.69	-21%
	P3	Topo	12.21	28.96	137%	15.68	28%	17.72	45%
		Base	-17.55	0.00	-100%	-17.35	-1%	-15.53	-12%
	P4	Topo	12.43	30.04	142%	16.12	30%	18.51	49%
		Base	-17.46	0.00	-100%	-17.19	-2%	-14.97	-14%
	P5	Topo	25.67	38.35	49%	23.59	-8%	26.39	3%
		Base	-23.83	0.00	-100%	-12.53	-47%	-9.74	-59%
12 pavimentos	P1	Topo	-11.01	29.57	169%	-8.44	-23%	-6.60	-40%
		Base	-23.12	0.00	-100%	-21.56	-7%	-17.68	-24%
	P2	Topo	29.88	70.16	135%	31.08	4%	34.01	14%
		Base	-42.11	0.00	-100%	-40.55	-4%	-38.69	-8%
	P3	Topo	28.42	67.47	137%	30.49	7%	34.15	20%
		Base	-41.14	0.00	-100%	-40.82	-1%	-40.21	-2%
	P4	Topo	30.46	71.00	133%	32.88	8%	35.23	16%
		Base	-41.99	0.00	-100%	-41.02	-2%	-39.74	-5%
	P5	Topo	33.06	66.12	100%	33.67	2%	34.54	4%
		Base	-43.13	0.00	-100%	-38.50	-11%	-34.80	-19%

<sup>a</sup> Momento fletor (kN.m) aplicado na base do elemento de fundação e obtido respeitando o sinal fornecido no relatório do *software* Eberick. <sup>b</sup> Diferença em porcentagem utilizando os valores em módulo do momento fletor, onde o valor negativo representa a diminuição do momento fletor enquanto que valor positivo representa o aumento do momento fletor. O uso do valor em módulo é permitido em virtude da simetria imposta na armadura a qual elimina a necessidade da consideração do sinal.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 22: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 1 pavimento**

		1 Pavimento							
Pilar	Momento	Engastado		Rotulado		Elástico 1 <sup>a</sup>		Elástico 2 <sup>b</sup>	
		Lance		Lance		Lance		Lance	
		1	2	1	2	1	2	1	2
P1	Topo	-17.34	-20.13	-13.71	-20.19	-9.81	-22.49	-10.46	-23.89
	Base	7.34	16.15	0.00	16.82	-0.35	19.90	-0.19	21.23
P2	Topo	3.05	4.81	4.00	5.11	3.55	5.64	3.02	4.57
	Base	-2.64	-4.03	0.00	-4.42	-0.77	-5.17	-0.43	-4.13
P3	Topo	1.05	1.99	2.46	2.08	2.24	2.40	2.49	2.42
	Base	-1.45	-1.93	0.00	-1.92	-0.80	-2.26	-0.46	-2.27
P4	Topo	-0.76	-0.66	1.19	-0.78	0.63	-1.33	1.65	-0.23
	Base	-0.35	0.02	0.00	0.35	-0.82	1.10	-0.48	0.06
P5	Topo	18.46	23.31	17.37	23.38	11.95	25.26	13.03	26.66
	Base	-9.76	-19.22	0.00	-19.56	-0.02	-22.43	-0.02	-23.69

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 23: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 2 pavimentos**

2 Pavimento													
Pilar	Momento	Engastado			Rotulado			Elástico 1 <sup>a</sup>			Elástico 2 <sup>b</sup>		
		Lance			Lance			Lance			Lance		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
P1	Topo	-17.66	-12.56	-23.17	-11.51	-12.61	-23.17	-10.74	-14.56	-24.96	-9.45	-13.73	-23.99
	Base	5.51	11.54	19.98	0.00	12.57	19.95	-0.85	15.07	21.45	-1.85	14.22	20.61
P2	Topo	5.30	6.73	4.07	8.90	7.23	4.05	6.14	6.57	3.34	6.54	6.14	2.81
	Base	-5.61	-7.12	-3.24	0.00	-7.59	-3.17	-2.99	-7.21	-2.45	-2.41	-6.70	-1.97
P3	Topo	2.96	6.42	2.72	7.00	6.66	2.74	4.97	6.52	2.72	4.88	5.67	1.76
	Base	-4.19	-6.38	-2.31	0.00	-6.35	-2.32	-2.96	-6.34	-2.31	-2.07	-5.43	-1.41
P4	Topo	1.16	6.53	1.46	5.88	6.57	1.48	4.30	6.91	2.19	5.28	7.28	2.57
	Base	-3.05	-6.04	-1.64	0.00	-5.75	-1.66	-2.98	-5.98	-2.41	-2.13	-6.33	-2.75
P5	Topo	20.47	22.72	26.88	21.68	22.82	26.89	16.53	24.76	28.68	16.95	24.93	28.86
	Base	-12.38	-21.75	-22.34	0.00	-21.80	-22.33	-0.97	-24.92	-23.83	-0.56	-25.05	-23.99

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 24: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 3 pavimentos**

3 Pavimento																	
Pilar	Momento	Engastado				Rotulado				Elástico 0.16 MPa				Elástico 0.4 MPa			
		Lance				Lance				Lance				Lance			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
P1	Topo	-17.07	-10.52	-15.35	-26.98	-8.19	-10.55	-15.33	-27.01	-10.18	-11.59	-16.03	-27.84	-8.47	-11.19	-15.60	-27.35
	Base	3.23	8.40	16.06	23.39	0.00	9.78	16.02	23.41	-1.78	10.75	16.68	24.16	-1.04	10.56	16.26	23.72
P2	Topo	7.13	11.40	6.13	1.96	13.84	12.11	6.10	1.96	8.30	10.95	5.20	1.01	10.62	12.02	6.09	1.99
	Base	-8.52	-12.01	-6.31	-1.10	0.00	-12.54	-6.22	-1.11	-6.42	-11.66	-5.31	-0.21	-4.67	-12.71	-6.21	-1.13
P3	Topo	5.08	11.53	7.88	3.19	12.04	11.76	7.90	3.21	7.95	11.97	8.33	3.70	9.17	11.72	8.04	3.38
	Base	-7.25	-11.49	-7.31	-2.69	0.00	-11.44	-7.32	-2.71	-6.13	-11.98	-7.77	-3.17	-4.59	-11.61	-7.47	-2.87
P4	Topo	3.89	12.08	9.93	4.11	11.55	12.32	9.94	4.12	7.74	12.83	10.91	5.15	8.25	11.92	9.98	4.12
	Base	-6.43	-11.67	-8.90	-4.14	0.00	-11.44	-8.90	-4.14	-6.52	-12.03	-9.94	-5.10	-4.58	-11.02	-8.98	-4.14
P5	Topo	21.75	27.75	26.75	30.81	25.58	27.86	26.76	30.80	17.47	28.34	26.94	31.05	18.79	28.32	26.85	30.95
	Base	-15.07	-26.52	-25.49	-25.73	0.00	-26.21	-25.49	-25.73	-2.68	-27.95	-25.59	-25.97	-1.58	-27.79	-25.51	-25.87

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 25: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 4 pavimentos**

4 Pavimentos																					
Pilar	Momento	Engastado					Rotulado					Elástico 1 <sup>a</sup>					Elástico 2 <sup>b</sup>				
		Lance					Lance					Lance					Lance				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
P1	Topo	-16.44	-7.50	-13.73	-18.64	-31.32	-4.66	-7.51	-13.71	-18.67	-31.34	-9.22	-7.63	-13.56	-18.53	-31.17	-7.60	-7.76	-13.70	-18.68	-31.35
	Base	-0.77	4.70	13.76	19.53	27.28	0.00	6.47	13.71	19.56	27.30	-2.76	5.97	13.52	19.41	27.15	-1.78	6.36	13.66	19.57	27.31
P2	Topo	9.21	16.07	10.80	3.87	-0.81	19.21	17.00	10.78	3.88	-0.81	11.71	16.34	10.58	3.69	-1.02	13.36	16.38	10.51	3.63	-0.89
	Base	-11.70	-17.10	-11.05	-3.92	1.56	0.00	-17.70	-10.94	-3.93	1.56	-9.82	-17.45	-10.78	-3.74	1.76	-7.68	-17.40	-10.68	-3.68	1.81
P3	Topo	7.35	16.63	13.43	8.77	3.72	17.44	17.22	13.47	8.79	3.74	9.51	15.85	12.63	8.03	2.89	11.95	16.67	13.27	8.61	3.55
	Base	-10.53	-16.96	-12.86	-8.12	-3.16	0.00	-16.89	-12.88	-8.14	-3.18	-9.47	-15.95	-12.04	-7.36	-2.38	-7.56	-16.69	-12.69	-7.96	-3.00
P4	Topo	6.67	18.26	16.59	13.39	7.30	17.48	18.71	16.61	13.40	7.30	9.88	18.14	16.71	13.48	7.38	12.03	18.44	16.87	13.62	7.54
	Base	-9.97	-17.79	-15.55	-12.28	-7.16	0.00	-17.63	-15.53	-12.28	-7.16	-9.31	-17.27	-15.71	-12.36	-7.24	-7.65	-17.48	-15.86	-12.50	-7.39
P5	Topo	23.09	32.25	32.55	30.62	34.97	29.73	32.38	32.56	30.61	34.96	20.53	33.47	33.29	31.32	35.80	21.42	32.83	32.73	30.82	35.20
	Base	-17.90	-31.24	-30.68	-29.32	-29.38	0.00	-30.56	-30.69	-29.31	-29.37	-5.43	-33.24	-31.39	-30.06	-30.12	-3.39	-32.33	-30.80	-29.53	-29.59

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 26: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 6 pavimentos**

6 Pavimento															
Pilar	Momento (kN.m)	Engastado							Rotulado						
		Lance							Lance						
		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
P1	Topo	-14.91	-0.94	-8.08	-14.80	-21.10	-26.02	-40.53	3.06	-0.73	-8.05	-14.83	-21.12	-26.04	-40.56
	Base	-4.60	-3.47	7.67	14.82	21.47	27.25	35.53	0.00	-0.89	7.61	14.86	21.50	27.28	35.55
P2	Topo	13.77	26.41	20.52	12.89	5.52	-2.04	-7.65	30.77	27.80	20.49	12.90	5.52	-2.04	-7.65
	Base	-18.56	-28.23	-21.26	-12.18	-5.53	2.08	8.10	0.00	-28.97	-21.11	-13.20	-5.52	2.08	8.10
P3	Topo	12.21	27.95	25.39	20.93	15.89	10.46	5.01	28.96	28.93	25.45	20.96	15.92	10.49	5.04
	Base	-17.55	-28.71	-24.85	-20.28	-15.20	-9.75	-4.33	0.00	-28.59	-24.88	-20.31	-15.23	-9.77	-4.36
P4	Topo	12.43	31.04	30.96	28.54	25.04	21.04	14.84	30.04	31.94	30.98	28.55	25.05	21.05	14.84
	Base	-17.46	-30.61	-29.67	-27.26	-23.91	-19.88	-14.30	0.00	-30.59	-29.61	-27.27	-23.91	-19.88	-14.30
P5	Topo	25.67	41.38	42.57	42.30	41.04	38.14	43.29	38.35	41.55	42.60	42.28	41.03	38.13	43.28
	Base	-23.83	-41.02	-40.51	-40.32	-39.13	-36.86	-36.74	0.00	-39.53	-40.54	-40.29	-39.11	-36.85	-36.73
Pilar	Momento (kN.m)	Elástico 1							Elástico 2						
		Lance							Lance						
		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
P1	Topo	-10.09	-1.95	-8.94	-15.62	-21.86	-26.75	-41.39	-8.66	-2.46	-9.38	-16.01	-22.21	-27.06	-41.76
	Base	-6.29	-1.27	8.52	15.67	22.26	27.99	36.29	-4.63	-0.44	8.98	16.08	22.62	28.32	36.62
P2	Topo	15.60	26.08	19.82	12.24	4.89	-2.67	-8.31	17.66	26.03	19.58	12.00	4.64	-2.92	-8.57
	Base	-16.92	-27.92	-20.50	-12.53	-4.88	2.71	8.73	-14.69	-27.78	-20.26	-12.29	-4.64	2.96	8.98
P3	Topo	15.68	28.44	25.73	21.22	16.16	10.70	5.28	17.72	28.29	25.51	21.02	15.98	10.54	5.10
	Base	-17.35	-29.02	-25.19	-20.58	-15.47	-9.99	-4.59	-15.53	-28.70	-24.96	-20.38	-15.29	-9.83	-4.42
P4	Topo	16.12	31.68	31.72	29.24	25.71	21.69	15.54	18.51	31.99	31.92	29.45	25.94	21.93	15.78
	Base	-17.19	-30.92	-30.46	-27.95	-24.58	-20.54	-14.96	-14.97	-31.12	-30.64	-28.16	-24.80	-20.77	-15.19
P5	Topo	23.59	42.24	43.07	42.79	41.51	38.59	43.82	26.39	43.07	43.78	43.40	42.06	39.09	44.41
	Base	-12.53	-42.45	-40.96	-40.82	-39.60	-37.32	-37.21	-9.74	-43.08	-41.71	-41.46	-40.17	-37.84	-37.74

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura. **Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 27: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 12 pavimentos com nós rígidos na ligação viga-pilar**

		12 Pavimentos													
	Pilar	Momento	Lance												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Engastado	P1	Topo	-11.01	23.73	14.43	5.83	-2.27	-9.78	-16.79	-23.37	-29.61	-35.54	-41.33	-45.85	-64.75
		Base	-23.12	-32.25	-16.05	-6.94	1.68	9.60	16.96	23.85	30.33	36.47	42.36	47.73	57.18
	P2	Topo	29.88	62.87	56.92	47.63	38.49	29.48	20.66	12.04	3.63	-4.58	-12.51	-20.74	-28.55
		Base	-42.11	-66.92	-58.89	-48.95	-39.50	-30.20	-21.12	-12.26	-3.65	4.74	12.86	21.03	27.97
	P3	Topo	28.42	65.83	65.74	62.21	57.82	52.81	47.30	41.40	35.19	28.76	22.16	15.42	9.55
		Base	-41.14	-68.18	-65.45	-61.78	-57.33	-52.28	-46.73	-40.78	-34.53	-28.05	-21.41	-14.66	-8.52
	P4	Topo	30.46	71.38	74.64	74.03	72.48	70.11	67.01	63.25	58.90	54.01	48.54	43.01	37.38
		Base	-41.99	-71.97	-73.42	-72.60	-71.07	-68.72	-65.66	-61.95	-57.66	-52.82	-47.46	-41.87	-35.59
	P5	Topo	33.06	69.17	71.28	72.12	72.07	71.38	70.12	68.35	66.12	63.43	60.38	55.99	63.29
		Base	-43.13	-72.03	-69.45	-70.25	-70.13	-69.41	-68.14	-66.37	-64.15	-61.50	-58.46	-54.77	-54.50
Rotulado	P1	Topo	29.57	23.92	14.50	5.78	-2.30	-9.81	-16.81	-23.40	-29.63	-35.56	-41.34	-45.86	-64.76
		Base	0.00	-26.95	-16.17	-6.86	1.72	9.64	16.99	23.87	30.35	36.49	42.38	47.75	57.20
	P2	Topo	70.16	65.78	56.88	47.65	38.49	29.48	20.66	12.04	3.63	-4.58	-12.51	-20.74	-28.55
		Base	0.00	-68.14	-58.60	-48.98	-39.50	-30.20	-21.12	-12.26	-3.65	4.74	12.87	21.03	27.97
	P3	Topo	67.47	68.13	65.87	62.28	57.87	52.85	47.34	41.43	35.22	28.78	22.19	15.45	9.57
		Base	0.00	-67.90	-65.50	-61.84	-57.39	-52.33	-46.77	-40.82	-34.56	-28.07	-21.43	-14.68	-8.54
	P4	Topo	71.00	73.80	74.64	74.05	72.49	70.11	67.01	63.26	58.91	54.01	48.54	43.02	37.38
		Base	0.00	-72.45	-73.23	-72.62	-71.08	-68.73	-65.66	-61.95	-57.66	-52.83	-47.46	-41.87	-35.59
	P5	Topo	66.12	69.47	71.34	72.09	72.05	71.36	70.10	68.34	66.10	63.41	60.37	55.98	63.28
		Base	0.00	-67.82	-69.54	-70.19	-70.10	-69.39	-68.12	-66.36	-64.14	-61.49	-58.45	-54.76	-54.49

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE F

**Tabela 27: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 12 pavimentos com nós rígidos na ligação viga-pilar (Continuação...)**

12 Pavimentos															
	Pilar	Momento	Lance												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Elástico 1	P1	Topo	-8.44	23.16	14.03	5.46	-2.61	-10.09	-17.07	-23.64	-29.86	-35.78	-41.56	-46.07	-65.01
		Base	-21.56	-31.15	-15.67	-6.56	2.02	9.92	17.26	24.12	30.58	36.71	42.59	47.96	57.42
	P2	Topo	31.08	62.49	56.37	47.14	38.03	29.06	20.27	11.68	3.29	-4.90	-12.81	-21.04	-28.87
		Base	-40.55	-66.53	-58.30	-48.45	-39.04	-29.77	-20.73	-11.90	-3.31	5.06	13.17	21.33	28.27
	P3	Topo	30.49	65.67	65.54	62.05	57.69	52.69	47.20	41.31	35.12	28.69	22.11	15.37	9.49
		Base	-40.82	-67.85	-65.25	-61.61	-57.20	-52.16	-46.63	-40.70	-34.46	-27.99	-21.36	-14.61	-8.47
	P4	Topo	32.88	71.98	75.16	74.50	72.91	70.50	67.37	63.60	59.23	54.32	48.84	43.30	37.69
		Base	-41.02	-72.46	-73.97	-73.08	-71.52	-69.13	-66.04	-62.30	-57.99	-53.14	-47.76	-42.16	-35.88
	P5	Topo	33.67	70.02	71.89	72.67	72.55	71.81	70.51	68.70	66.44	63.73	60.67	56.26	63.62
		Base	-38.50	-73.00	-70.08	-70.82	-70.63	-69.86	-68.54	-66.74	-64.49	-61.81	-58.75	-55.05	-54.79
Elástico 2	P1	Topo	-6.60	23.09	13.99	5.44	-2.60	-10.06	-17.03	-23.59	-29.80	-35.71	-41.49	-45.99	-64.92
		Base	-17.68	-30.83	-15.60	-6.51	2.03	9.90	17.22	24.07	30.53	36.65	42.53	47.88	57.34
	P2	Topo	34.01	63.12	56.81	47.53	38.39	29.38	20.56	11.94	3.54	-4.67	-12.59	-20.83	-28.64
		Base	-38.69	-67.04	-58.73	-48.85	-39.39	-30.09	-21.02	-12.17	-3.55	4.83	12.95	21.11	28.05
	P3	Topo	34.15	66.52	66.16	62.55	58.11	53.04	47.50	41.57	35.34	28.88	22.28	15.53	9.67
		Base	-40.21	-68.55	-65.89	-62.14	-57.64	-52.53	-46.94	-40.96	-34.68	-28.18	-21.53	-14.77	-8.63
	P4	Topo	35.23	71.72	74.81	74.19	72.63	70.24	67.13	63.37	59.01	54.11	48.64	43.11	37.49
		Base	-39.74	-72.02	-73.59	-72.75	-71.21	-68.85	-65.78	-62.07	-57.77	-52.93	-47.56	-41.97	-35.69
	P5	Topo	34.54	69.36	71.28	72.13	72.08	71.39	70.14	68.37	66.14	63.45	60.41	56.01	63.32
		Base	-34.80	-72.69	-69.42	-70.25	-70.14	-69.42	-68.15	-66.39	-64.17	-61.52	-58.48	-54.79	-54.52

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**



## APÊNDICE F

**Tabela 28: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 12 pavimentos com nós semirrígidos na ligação viga-pilar**

12 Pavimentos FLEX															
	Pilar	Momento	Lance												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
<b>Engastado</b>	P1	Topo	-17.33	24.22	19.02	12.67	6.15	0.09	-6.08	-11.81	-17.32	-22.59	-27.96	-30.83	-54.22
		Base	-33.91	-37.52	-19.42	-12.15	-5.06	1.56	7.87	13.89	19.65	25.15	30.52	35.02	45.15
	P2	Topo	20.19	61.71	59.76	51.80	43.56	35.28	27.05	18.92	10.89	2.96	-4.75	-12.54	-24.34
		Base	-50.92	-69.73	-60.98	-51.72	-43.12	-34.52	-26.03	-17.66	-9.42	-1.31	6.60	14.50	22.77
	P3	Topo	20.68	65.48	67.78	63.94	59.15	53.82	48.08	42.02	35.68	29.11	22.39	15.33	9.53
		Base	-50.95	-72.93	-67.43	-62.61	-57.61	-52.14	-46.29	-40.12	-33.69	-27.04	-20.25	-13.28	-7.29
	P4	Topo	22.11	69.63	74.62	73.10	70.52	67.21	63.31	58.86	53.92	48.52	42.61	36.33	34.18
		Base	-51.52	-74.91	-73.51	-70.99	-68.27	-64.88	-60.92	-56.45	-51.49	-46.09	-40.24	-34.13	-29.39
	P5	Topo	18.82	60.02	62.80	62.98	62.19	60.90	59.17	57.02	54.50	51.59	48.54	43.09	54.27
		Base	-49.76	-68.99	-60.93	-60.36	-59.30	-57.88	-56.04	-53.83	-51.26	-48.33	-45.14	-41.09	-42.18
<b>Rotulado</b>	P1	Topo	29.84	26.27	19.39	12.65	6.13	-0.12	-6.10	-11.83	-17.34	-22.61	-27.97	-30.84	-54.24
		Base	0.00	-27.78	-19.32	-12.02	-5.04	1.59	7.89	13.91	19.66	25.17	30.54	35.03	45.17
	P2	Topo	71.02	67.65	60.04	51.86	43.57	35.28	27.05	18.92	10.89	2.96	-4.75	-12.53	-24.34
		Base	0.00	-69.04	-60.38	-51.75	-43.11	-34.52	-26.03	-17.66	-9.42	-1.31	6.60	14.50	22.77
	P3	Topo	70.76	71.08	68.19	64.03	59.20	53.86	48.12	42.05	35.71	29.14	22.42	15.36	9.57
		Base	0.00	-70.58	-67.08	-62.65	-57.65	-52.18	-46.32	-40.15	-33.72	27.07	-20.27	13.31	-7.32
	P4	Topo	73.05	75.27	74.95	73.16	70.53	67.22	63.31	58.86	53.92	48.52	42.62	36.33	34.18
		Base	0.00	-73.79	-73.01	-71.00	-68.26	-64.88	-60.92	-56.45	-51.49	-46.09	-40.24	-34.13	-29.39
	P5	Topo	59.60	62.30	63.14	62.96	62.17	60.88	59.15	57.01	54.49	51.58	48.53	43.08	54.25
		Base	0.00	-60.55	-60.73	-60.24	59.27	-57.85	-56.02	-53.81	-51.24	-48.32	-45.13	-41.08	-42.17

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

Fonte: Autor

## APÊNDICE F

**Tabela 28: Momentos fletores de topo e base em todos os pilares no pórtico plano de 12 pavimentos com nós semirrígidos na ligação viga-pilar (Continuação...)**

12 Pavimentos FLEX															
	Pilar	Momento	Lance												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Elástico 1	P1	Topo	-15.05	23.77	18.65	12.31	5.83	-0.39	-6.34	-12.06	-17.55	-22.81	-28.16	-31.02	-54.49
		Base	-29.18	-36.41	-19.03	-11.77	-4.73	1.86	8.15	14.14	19.88	25.37	30.73	35.22	45.37
	P2	Topo	22.41	61.81	59.61	51.65	43.42	35.14	26.92	18.78	10.76	2.83	-4.87	-12.66	-24.49
		Base	-49.93	-69.54	-60.79	-51.57	-42.97	-34.38	-25.89	-17.52	-9.28	-1.18	6.73	14.63	22.90
	P3	Topo	23.85	65.91	68.03	64.14	59.32	53.98	48.22	42.14	35.79	29.22	22.49	15.43	9.66
		Base	-51.35	-72.12	-67.65	-62.81	-57.79	-52.30	-46.43	-40.25	-33.81	-27.15	-20.35	-13.38	-7.40
	P4	Topo	24.70	70.02	74.82	73.27	70.69	67.37	63.46	59.01	54.06	48.66	42.75	36.46	34.35
		Base	-50.90	-74.94	-73.68	-71.15	-68.43	-65.04	-61.08	-56.59	-51.63	-46.23	-40.38	-34.27	-29.54
	P5	Topo	19.59	60.46	62.96	63.13	62.33	61.03	59.28	57.13	54.61	51.69	48.64	43.18	54.39
		Base	-45.06	-69.32	-61.03	-60.51	-59.43	-58.00	-56.16	-53.94	-51.36	-48.43	-45.24	-41.18	-42.28
Elástico 2	P1	Topo	-12.84	23.92	18.62	12.26	5.76	-0.47	-6.43	-12.15	-17.65	-22.91	-28.27	-31.13	-54.63
		Base	-24.02	-36.16	-18.98	-11.73	-4.67	1.94	8.23	14.23	19.98	25.48	30.84	35.33	45.49
	P2	Topo	24.84	61.44	59.08	51.14	42.95	34.70	26.50	18.39	10.38	2.47	-5.22	-12.99	-24.91
		Base	-48.64	-68.72	-60.22	-51.05	-42.49	-33.93	-25.47	-17.13	-8.91	-0.82	7.08	14.97	23.27
	P3	Topo	26.17	65.70	67.62	63.76	58.99	53.68	47.96	41.90	35.57	29.02	22.30	15.25	9.42
		Base	-49.81	-71.49	-67.20	-62.42	-57.45	-51.99	-46.16	-40.00	-33.58	-26.95	-20.15	-13.19	-7.20
	P4	Topo	28.15	70.85	73.35	73.74	71.12	67.78	63.84	59.37	54.41	49.00	43.08	36.78	34.73
		Base	-49.43	-75.42	-74.19	-71.64	-68.88	-65.46	-61.47	-56.97	-51.99	-46.57	-40.71	-34.59	-29.87
	P5	Topo	22.19	61.13	63.46	63.58	62.75	61.42	59.66	57.49	54.95	52.02	48.96	43.48	54.81
		Base	-42.02	-69.48	-61.52	-60.98	-59.87	-58.41	-56.54	-54.30	-51.71	-48.76	-45.56	-41.49	-42.62

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível igual a 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> Solo com tensão admissível igual a 400 kN/m<sup>2</sup>. Observações: Valores em kN.m. O lance 1 refere-se ao pilar de ligação fundação-estrutura.

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE G

**Tabela 29: Deslocamentos verticais (valores)**

	Sapata	Recalque previsto (mm)					
		Solo 1 <sup>a</sup>			Solo 2 <sup>b</sup>		
		Engastado	Rotulado	Elástico	Engastado	Rotulado	Elástico
1 pavimento	S1	-24,4	-23,1	-23,7	-10,7	-10,2	-10,6
	S2	-27,4	-28,3	-28,0	-12,5	-13,2	-12,9
	S3	-26,8	-27,9	-27,2	-12,6	-12,3	-12,7
	S4	-28,3	-28,2	-28,0	-13,2	-13,1	-13,0
	S5	-24,2	-23,8	-23,9	-11,8	-10,5	-10,8
2 pavimentos	S1	-25,1	-25,9	-25,1	-11,5	-12,3	-11,3
	S2	-28,9	-29,4	-29,5	-13,8	-14,2	-13,5
	S3	-28,9	-29,5	-29,1	-14,1	-13,6	-13,8
	S4	-29,7	-29,2	-29,3	-13,4	-14,1	-14,2
	S5	-27,3	-26,0	-25,1	-12,5	-11,9	-12,2
3 pavimentos	S1	-26,7	-27,0	-26,3	-13,1	-12,2	-12,5
	S2	-30,9	-31,2	-30,7	-14,9	-14,2	-14,6
	S3	-30,4	-30,7	-31,1	-14,6	-14,0	-14,4
	S4	-30,4	-30,9	-30,7	-14,6	-14,1	-14,5
	S5	-27,7	-27,0	-27,5	-12,9	-12,6	-12,8
4 pavimentos	S1	-27,8	-27,3	-28,0	-13,3	-13,0	-13,3
	S2	-31,6	-31,8	-31,6	-15,4	-14,7	-15,2
	S3	-31,8	-32,0	-31,7	-15,4	-14,8	-15,2
	S4	-32,3	-31,4	-32,0	-15,1	-14,5	-15,0
	S5	-29,2	-28,9	-28,6	-14,1	-13,0	-13,4
6 pavimentos	S1	-30,4	-29,3	-29,6	-13,5	-13,8	-13,6
	S2	-34,2	-33,2	-33,9	-16,2	-15,4	-15,9
	S3	-34,3	-33,3	-34,2	-15,9	-16,0	-15,9
	S4	-33,8	-33,8	-33,8	-16,0	-16,0	-15,7
	S5	-31,2	-31,3	-31,4	-15,1	-14,3	-14,2
12 pavimentos	S1	-33,1	-33,3	-33,1	-16,0	-15,5	-15,8
	S2	-36,6	-36,4	-36,6	-17,7	-17,5	-17,5
	S3	<b>-37,3</b>	-37,0	-37,2	-17,5	-17,3	-17,5
	S4	-37,1	-36,8	-37,0	-17,3	-17,0	-17,2
	S5	-35,6	-35,2	-35,5	-17,0	-16,6	-16,8

<sup>a</sup> Solo com tensão admissível de 160 kN/m<sup>2</sup>; <sup>b</sup> solo como tensão admissível de 400 kN/m<sup>2</sup>.

Fonte: Autor

## APÊNDICE H

**Tabela 30: Deslocamentos horizontais (valores)**

Deslocamentos Horizontais (cm)											
Nº pvtos	Pvto / vínculo	Apoio / vínculo				Nº pvtos	Pvto / vínculo	Apoio / vínculo			
		Engastado	Rotulado	Elástico 1	Elástico 2			Engastado	Rotulado	Elástico 1	Elástico 2
1 pvto	Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00	12 pvtos / Nós Rígidos	Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00
	Térreo	0.00	0.00	0.01	0.01		Térreo	0.06	0.22	0.09	0.10
	Cobertura	0.00	0.01	0.02	0.02		2 Pvto	0.47	0.65	0.53	0.54
2 pvtos	Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00		3 Pvto	0.89	1.07	0.98	0.99
	Térreo	0.01	0.02	0.02	0.02		4 Pvto	1.29	1.47	1.41	1.42
	2 Pvto	0.04	0.06	0.06	0.07		5 Pvto	1.66	1.84	1.81	1.82
	Cobertura	0.06	0.08	0.08	0.09		6 Pvto	2.00	2.18	2.17	2.19
3 pvtos	Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00		7 Pvto	2.31	2.49	2.51	2.52
	Térreo	0.01	0.04	0.03	0.03		8 Pvto	2.58	2.76	2.81	2.83
	2 Pvto	0.08	0.11	0.10	0.11		9 Pvto	2.81	3.00	3.07	3.09
	3 Pvto	0.13	0.16	0.16	0.17		10 Pvto	3.01	3.19	3.30	3.31
	Cobertura	0.15	0.18	0.19	0.19		11 Pvto	3.16	3.35	3.48	3.49
4 pvtos	Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00	12 Pvto	3.28	3.46	3.62	3.64	
	Térreo	0.02	0.06	0.03	0.04	Cobertura	3.35	3.54	3.72	3.74	
	2 Pvto	0.12	0.16	0.15	0.16	12 pvtos / Nós Semirrígidos	Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00
	3 Pvto	0.20	0.25	0.24	0.25		Térreo	0.09	0.32	0.12	0.13
	4 Pvto	0.25	0.30	0.30	0.31		2 Pvto	0.66	0.96	0.72	0.74
	Cobertura	0.27	0.32	0.33	0.34		3 Pvto	1.27	1.57	1.36	1.38
Sapata	0.00	0.00	0.00	0.00	4 Pvto		1.84	2.15	1.97	1.98	
Térreo	0.03	0.09	0.05	0.06	5 Pvto		2.38	2.68	2.53	2.54	
6 pvtos	2 Pvto	0.20	0.27	0.24	0.25	6 Pvto	2.86	3.17	3.05	3.06	
	3 Pvto	0.36	0.43	0.41	0.42	7 Pvto	3.30	3.60	3.51	3.52	
	4 Pvto	0.49	0.56	0.55	0.56	8 Pvto	3.68	3.98	3.92	3.93	
	5 Pvto	0.58	0.66	0.67	0.68	9 Pvto	4.00	4.31	4.28	4.29	
	6 Pvto	0.65	0.72	0.74	0.75	10 Pvto	4.27	4.58	4.57	4.58	
	Cobertura	0.67	0.75	0.79	0.79	11 Pvto	4.48	4.79	4.81	4.82	
						12 Pvto	4.62	4.93	4.98	4.99	
						Cobertura	4.71	5.02	5.10	5.11	

**Observações:** Valores em centímetros. Modelos com apoio engastado e rotulado, valores apresentados são iguais para ambos os tipos de solo (160 kN/m<sup>2</sup> e 400 kN/m<sup>2</sup>); Elástico 1 (solo de 160 kN/m<sup>2</sup>); Elástico 2 (solo de 400 kN/m<sup>2</sup>). **Fonte: Autor**

## APÊNDICE I

**Tabela 31: Valores do coeficiente de estabilidade global ( $\gamma_z$ )**

$\gamma_z$								
Vínculo no apoio	4 Pavimentos		6 Pavimentos		12 Pavimentos <sup>a</sup>		12 Pavimentos <sup>b</sup>	
<b>Engastado</b>	1.012	0.00%	1.019	0.00%	1.041	0.00%	1.059	1.73%
<b>Rotulado</b>	1.016	0.40%	1.022	0.29%	1.045	0.38%	1.066	2.40%
<b>Elástico 1</b>	1.017	0.49%	1.024	0.49%	1.049	0.77%	1.068	2.59%
<b>Elástico 2</b>	1.018	0.59%	1.025	0.59%	1.049	0.77%	1.068	2.59%

<sup>a</sup> Pórtico plano de 12 pavimentos considerando ligação viga-pilar com nós rígidos; <sup>b</sup> Pórtico plano de 12 pavimentos considerando ligação viga-pilar com nós semirrígidos. **Observações:** Modelos com apoio engastado e rotulado, os valores apresentados são iguais para ambos os tipos de solo (160 kN/m<sup>2</sup> e 400 kN/m<sup>2</sup>); Elástico 1 (solo de 160 kN/m<sup>2</sup>); Elástico 2 (solo de 400 kN/m<sup>2</sup>).

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE J

**Tabela 32: Reação de apoio (carga axial) no modelo de 12 pavimentos com os nós da ligação viga-pilar rígidos e semirrígidos**

Sapata	Nós Viga-Pilar <sup>a</sup>	Vínculo no apoio	Solo (kN/m <sup>2</sup> )	Axial (kN)	Diferença <sup>b</sup> (%)
S1	Rígido	engastado	-	1001	0.0%
		rotulado	-	987	-1.4%
		elástico	160	1004	0.3%
		elástico	400	1004	0.3%
	Semirrígido	engastado	-	967	-3.5%
		rotulado	-	950	-5.1%
		elástico	160	970	-3.2%
		elástico	400	969	-3.2%
S2	Rígido	engastado	-	1858	0.0%
		rotulado	-	1862	0.2%
		elástico	160	1857	0.0%
		elástico	400	1852	-0.3%
	Semirrígido	engastado	-	1883	1.3%
		rotulado	-	1886	1.5%
		elástico	160	1877	1.0%
		elástico	400	1883	1.4%
S3	Rígido	engastado	-	1987	0.0%
		rotulado	-	1987	0.0%
		elástico	160	1983	-0.2%
		elástico	400	1988	0.0%
	Semirrígido	engastado	-	2012	1.3%
		rotulado	-	2012	1.3%
		elástico	160	2014	1.3%
		elástico	400	2006	1.0%
S4	Rígido	engastado	-	1885	0.0%
		rotulado	-	1883	-0.1%
		elástico	160	1881	-0.2%
		elástico	400	1888	0.1%
	Semirrígido	engastado	-	1911	1.3%
		rotulado	-	1909	1.2%
		elástico	160	1910	1.3%
		elástico	400	1906	1.1%
S5	Rígido	engastado	-	1505	0.0%
		rotulado	-	1518	0.9%
		elástico	160	1511	0.4%
		elástico	400	1506	0.1%
	Semirrígido	engastado	-	1464	-2.7%
		rotulado	-	1480	-1.7%
		elástico	160	1466	-2.6%
		elástico	400	1472	-2.2%

<sup>a</sup> Nó rígido não apresenta redução na rigidez da ligação viga-pilar enquanto que o nó semirrígido apresenta 30% de redução na rigidez da ligação viga-pilar. <sup>b</sup> diferença percentual aplicada considerando com referência para cada sapata o modelo engastado (apoios) com nós rígidos (ligação viga-pilar).

**Fonte: Autor**

## APÊNDICE K

**Tabela 33: Reação de apoio (momento fletor) no modelo de 12 pavimentos com os nós da ligação viga-pilar rígidos e semirrígidos**

Sapata	Nós (Viga-pilar) <sup>a</sup>	Vínculo no apoio	Solo (kN/m <sup>2</sup> )	Momento (kN.m)	Diferença <sup>b</sup> (%)
S1	Rígidos	Engastado	-	-23.12	0.0%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-21.56	-6.7%
		Elástico	400	-17.68	-23.5%
	Semirrígidos	Engastado	-	-33.91	46.7%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-29.18	26.2%
S2	Rígidos	Engastado	-	-42.11	0.0%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-40.55	-3.7%
		Elástico	400	-38.69	-8.1%
	Semirrígidos	Engastado	-	-50.92	20.9%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-49.93	18.6%
S3	Rígidos	Engastado	-	-41.14	0.0%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-40.82	-0.8%
		Elástico	400	-40.21	-2.3%
	Semirrígidos	Engastado	-	-50.95	23.8%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-51.35	24.8%
S4	Rígidos	Engastado	-	-41.99	0.0%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-41.02	-2.3%
		Elástico	400	-39.74	-5.4%
	Semirrígidos	Engastado	-	-51.52	22.7%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-50.90	21.2%
S5	Rígidos	Engastado	-	-43.13	0.0%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-38.50	-10.7%
		Elástico	400	-34.80	-19.3%
	Semirrígidos	Engastado	-	-49.76	15.4%
		Rotulado	-	0.00	-100.0%
		Elástico	160	-45.06	4.5%
S5	Semirrígidos	Elástico	400	-42.02	-2.6%

<sup>a</sup> Nó rígido não apresenta redução na rigidez da ligação viga-pilar enquanto que o nó semirrígido apresenta 30% de redução na rigidez da ligação viga-pilar. <sup>b</sup> diferença porcentual aplicada considerando com referência para cada sapata o modelo engastado (apoios) com nós rígidos (ligação viga-pilar). **Fonte: Autor**