

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL

MARCELLA CAON AVILLA

**Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos  
andares com modelos tridimensionais de barra**

São Carlos

2016

MARCELLA CAON AVILLA

**Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estrutura e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas e Construção Civil).

Orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho.

São Carlos

2016

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar  
Processamento Técnico  
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

A958a Avilla, Marcella Caon  
Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra / Marcella Caon Avilla. -- São Carlos : UFSCar, 2016.  
122 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2016.

1. Modelo tridimensional de barras . 2. Edifícios de Múltiplos Andares . 3. Deslocabilidade lateral . 4. Rigidez da laje . 5. Estruturas de concreto armado. I. Título.



# UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

---

## Folha de Aprovação

---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Marcella Caon Avilla, realizada em 31/08/2016:

---

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho  
UFSCar

---

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro  
USP

---

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho  
UFSCar

À minha mãe Flávia em memória pelo amor incondicional e transcendental. Ao meu pai pela educação e incentivo. Ao meu irmão Vinícius pelo carinho e companheirismo.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus, presente em todos os momentos.

A minha mãe Flávia, em memória, pela educação, amor incondicional e apoio que me fizeram o que sou e a chegar onde estou.

Ao meu pai Jovair por toda orientação, paciência, grande incentivo, amor, por me direcionar a esta profissão que tanto me orgulho e por ser o profissional o qual me espelho.

Ao meu querido irmão Vinícius por ser meu primeiro e eterno companheiro.

A todos os meus familiares, que de alguma maneira contribuíram nesta minha jornada, em especial à minha avó Dalva, meu avô João e minha tia Fabiana pelo amor, carinho e atenção.

As minha amigas Bárbara, Camila e Ana Gabrielle, e ao meu amigo Anderson que me apoiaram e contribuíram cada um da sua maneira.

Ao meu orientador, professor Dr. Roberto Chust Carvalho pela competência, confiança e empenho, que mesmo à distância se fez sempre presente.

Aos professores do Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos pela dedicação nos ensinamentos das disciplinas.

Aos colegas de mestrado, em especial ao Mateus Soriani, Lucas Barboza, Odirlei Nascimento, Emerson Ricardo e Wanderson França.

Ao professor, amigo e engenheiro André Luis Filiagi pela atenção e contribuições.

“Nada na vida deve ser temido, somente compreendido. Agora é hora de compreender mais para temer menos.”

**Marie Curie**

## RESUMO

AVILLA, M. C. **Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra.** 2016.122f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

A modelagem estrutural de edifícios de múltiplos andares usando o modelo simplificado no qual o pavimento é calculado de forma isolada e seus esforços transferidos para um pórtico tridimensional hoje está superada pelo estado da arte da análise computacional. Atualmente mesmo com estruturas constituídas por elementos de barras (pórticos tridimensionais) já é possível fazer a análise considerando o efeito monolítico das estruturas de concreto, ou seja, funcionando com um todo. Para determinados casos, é fundamental a consideração de todos os elementos estruturais participando do contraventamento para que a estrutura se apresente estável frente às ações horizontais combinadas com as ações verticais, como, por exemplo, os sistemas de lajes lisas. Por meio das análises de alguns exemplos de estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos de concreto armado são apresentadas as vantagens em se realizar a modelagem tridimensional, comparando-se os resultados obtidos com os dos modelos simplificados. Mostra-se a importância da consideração da rigidez da laje em sistemas de lajes lisas e como a distribuição de esforços se altera no modelo tridimensional. As análises são feitas através de ferramenta computacional comercial permitindo assim verificar a variação de quantitativo de materiais estruturais. Por fim é feita uma análise dos exemplos realizados mostrando as principais diferenças encontradas nos novos modelos.

Palavras-chave: Modelo tridimensional de barras; Edifícios de Múltiplos Andares; Deslocabilidade lateral; Rigidez da laje; Estruturas de concreto armado.

## **ABSTRACT**

**AVILLA, M. C. Analysis of lateral displaceability of Multi-Storey Building with Bar Tridimensional Models.** 2016. 122f. Dissertation (Master Degree) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

The structural modeling of mult-storey buildings using the simplified model in which the slabs is calculated in isolation and their efforts transferred to a three-dimensional frames is now overcome by the state of the art computational analysis. Currently even with structures formed by bar elements (three-dimensional frames) it is possible to make the analysis considering the effect monolithic of concrete structures or operating as a whole. For certain cases, it is essential to consider all the structural elements participating in the bracing to the structure is presented stable in the horizontal actions combined with vertical actions, such as the flat slabs systems. Through of analysis examples of structures of buildings with multiple floors in reinforced concrete are presented advantages in performing three-dimensional modeling, comparing the results obtained with the simplified models. It shows the importance of considering the slab stiffness in flat slabs systems and how the distribution of efforts to change the three-dimensional model. Analyses are done using commercial software tool allowing verify quantitative variation of structural materials. Finally an analysis is made of the examples made showing the main differences in the new models.

**Keywords:** Bars Three-dimensional Model; Multi-storey buildings; Displaceability lateral; Slab Stiffness; Reinforced Concrete structures.

## LISTA DE FIGURAS

Fig 3.1 - Comportamento das Lajes.....	19
Fig 3.2 - Representação esquemática do sistema construtivo convencional em concreto.....	20
Fig 3.3 - Tipos de vigotas pré-fabricadas.....	21
Fig 3.4 - Tipos de lajes sem viga.....	22
Fig 3.5 - Capitéis e "Drop Panels".....	22
Fig 3.6 - Laje-cogumelo nervurada moldada no local.....	23
Fig 3.7 - Grelha equivalente de uma laje maciça.....	24
Fig 3.8 - Subdivisão da placa - Método dos Elementos Finitos.....	25
Fig 4.1 - Formas de Deslocamento e Rotação de um Diafragma Rígido.....	27
Fig 4.2 - Estrutura sob a ação de esforço lateral trabalhando como diafragma rígido. ....	28
Fig 4.3 - Diafragma Rígido x Diafragma Flexível.....	29
Fig 4.4 - Estrutura composta de pavimento rígido com vigas e pilares: (a) Esquema em perspectiva volumetria; (b) Esquema estrutural em barras.....	30
Fig 4.5 - Modelo 1: estrutura considerada em três dimensões (pavimento representado por grelha). (a) Esquema de ações; (b) Diagrama de momentos fletores nos pilares.....	30
Fig 4.6 - Modelo 2: pórtico tridimensional em que as vigas possuem inércia transversal elevada. (a) Esquema de ações; (b) Momento fletor nos pilares e vigas de contorno.....	31
Fig 4.7 - Modelo 3: pórtico tridimensional com as extremidades dos pilares entre uma andar e o outro ligadas por bielas e tirantes. (a) Esquema de ações; (b) Momento fletor nos pilares..	31
Fig 4.8 - Modelo 4: Pórtico tridimensional com a consideração do nó mestre. (a) Esquema de ações; (b) Esforços obtidos.....	32
Fig 4.9 - Pórtico plano e esforços de momento fletor na base dos pilares.....	32
Fig 4.10 - Pórtico tridimensional com a ação lateral concentrada no centro do pavimento. ...	33
Fig 4.11 - Forma típica de uma estrutura deslocada no plano dos pilares sob ação lateral .....	34
Fig 5.1 - Distribuição de Pórticos.....	37
Fig 5.2 - Vista esquemática de parte do elemento.....	38
Fig 5.3 - Pilar equivalente - pilares mais elementos de torção.....	39
Fig 5.4 - Pórtico Tridimensional Simplificado.....	40
Fig 5.5 - Pórtico Tridimensional Completo.....	41
Fig 6.1 - Modelo IV (TQS).....	50
Fig 6.2 - Barras fictícias para simulação do diafragma rígido em lajes lisas.....	51

Fig 6.3 - Pórtico tridimensional - Modelo VI (TQS).....	52
Fig 7.1 - Visualização espacial do edifício da planta tipo A.....	55
Fig 7.2 - Planta tipo A (Laje Lisa e Pilares).....	56
Fig 7.3 - Visualização espacial do edifício da planta tipo A com vigas-faixa .....	58
Fig 7.4 - Planta tipo A (Laje Lisa e Pilares) com vigas-faixa .....	59
Fig 7.5 - Relatório de estabilidade do TQS para o modelo IV sem vigas-faixa (Planta A).....	60
Fig 7.6 - Comparativo ilustrativo das deformações entre os modelos (Planta tipo A).....	66
Fig 7.7 - Planta tipo A (Laje Lisa e Pilares) com vigas-faixa reduzidas.....	68
Fig 7.8 - Plantas das análises nos Modelos VI e IV com vigas-faixa respectivamente – 20% de desalinhamento dos pilares .....	73
Fig 7.9 - Plantas das análises nso Modelos VI e IV com viga-faixa respectivamente – 30% de desalinhamento dos pilares.....	74
Fig 7.10 - Plantas das análises nos Modelos VI e IV com vigas-faixa respectivamente – 40% de desalinhamento dos pilares. ....	75
Fig 8.1 - Planta tipo B (Laje Lisa, Pilares e Núcleos Rígidos).....	85
Fig 8.2 - Visualização espacial do edifício da planta tipo B.....	86
Fig 8.3 - Visualização espacial do edifício da planta tipo B com vigas-faixa .....	87
Fig 8.4 - Planta tipo B (Laje Lisa, Pilares e Núcleos Rígidos) com vigas-faixas .....	88
Fig 8.5 - Comparativo ilustrativo das deformações entre os modelos (Planta tipo B) .....	95
Fig 9.1 - Planta do pavimentotipo do Edifício 1.....	97
Fig 9.2 - Visualização espacial do edifício 1.....	98
Fig 9.3 - Visualização espacial do edifício 2.....	105
Fig 9.4 - Planta do pavimentotipo do Edifício 2.....	106

## LISTA DE TABELAS

Tab 7.1 - Características do concreto – Planta tipo A.....	56
Tab 7.2 - Características do Aço.....	56
Tab 7.3 - Características de carregamento vertical – Planta tipo A.....	57
Tab 7.4 - Características de carregamento de vento – Planta tipo A.....	57
Tab 7.5 - Dimensões das vigas-faixa do pavimento da planta tipo A.....	58
Tab 7.6 - Deslocamentos máximos no modelo IV sem vigas-faixa (Planta A) .....	60
Tab 7.7 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A). .....	61
Tab 7.8 – Comparativo dos deslocamentos máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A). .....	61
Tab 7.9 - Dimensões das vigas-faixa do pavimento da planta tipo A com redução das larguras. ....	67
Tab 7.10 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre os modelos da planta A .....	69
Tab 7.11 – Comparativo dos deslocamentos entre os modelos da planta A .....	69
Tab 7.12 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados. ....	76
Tab 7.13 - Comparativo dos Deslocamentos Máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados. ....	76
Tab 7.14 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados. ....	78
Tab 7.15 - Comparativo dos Deslocamentos Máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados. ....	79
Tab 7.16 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados. ....	81
Tab 7.17 - Comparativo dos Deslocamentos Máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados. ....	81
Tab 8.1 - Características de carregamento de vento – Planta tipo B .....	86
Tab 8.2 - Dimensões das vigas-faixa do pavimento da planta tipo B.....	87
Tab 8.3 - Parâmetros de estabilidade global máxima no Modelo IV sem vigas-faixa (Planta B) .....	89

Tab 8.4 – Valores máximos de Deslocamentos no Modelo IV sem vigas-faixa (Planta B) ....	89
Tab 8.5 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta B) .....	90
Tab 8.6 - Comparativo dos deslocamentos máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta B).....	90
Tab 9.1 - Características do Concreto – Edifício 1 .....	98
Tab 9.2 - Características do Aço – Edifício 1 .....	98
Tab 9.3 - Características de Carregamento Vertical – Edifício 1 .....	99
Tab 9.4 - Características de Vento – Edifício 1 .....	99
Tab 9.5 - Características de Carregamento de vento – Edifício 1 .....	99
Tab 9.6 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos no Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1).....	100
Tab 9.7 – Comparativo dos deslocamentos máximos no Mod. IV com vigas-faixa e Mod. VI (Edifício 1) .....	100
Tab 9.8 - Características de Carregamento de vento – Edifício 2 .....	107
Tab 9.9 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos no Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2).....	107
Tab 9.10 - Comparativo dos deslocamentos máximos no Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Edifício 2).....	108
Tab 10.1 - Resumo das Análises da Planta A - Pilares Alinhados .....	113
Tab 10.2 - Resumo das Análises da Planta tipo A - Pilares Desalinhados .....	115
Tab 10.3 - Resumo das Análises da Planta tipo B - Núcleos Rígidos .....	115
Tab 10.4 - Resumo das Análises do Edifício 1 - Sistema com Lajes Lisas Nervuradas.....	117
Tab 10.5 - Resumo das Análises do Edifício 2 - Sistema convencional.....	118

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráf 7.1 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A) .....	62
Gráf 7.2 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A).....	62
Gráf 7.3 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A).....	63
Gráf 7.4 - Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A).....	64
Gráf 7.5 – Consumos de Aço das Lajes e Vigas no Modelo IV com vigas-faixa (Planta tipo A) .....	64
Gráf 7.6 - Consumos de Aço das Lajes no Modelo VI (Planta tipo A) .....	65
Gráf 7.7 - Comparativo do Consumo de Aço nos Pavimentos (lajes e vigas) entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A) .....	65
Gráf 7.8 - Comparativo das distribuições das cargas na fundação entre os modelos da planta A .....	70
Gráf 7.9 - Comparativo dos consumos de aço dos pilares entre os modelos da planta A .....	70
Gráf 7.10 - Comparativo dos consumos de aço dos pavimentos (laje + viga) entre os modelos da planta A.....	71
Gráf 7.11 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados.....	77
Gráf 7.12 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados.....	77
Gráf 7.13 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados.....	78
Gráf 7.14 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados.....	79
Gráf 7.15 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados.....	80
Gráf 7.16 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados.....	80

Gráf 7.17- Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados.....	82
Gráf 7.18 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados.....	82
Gráf 7.19 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados.....	83
Gráf 8.1 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B) .....	91
Gráf 8.2 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B).....	91
Gráf 8.3 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B).....	92
Gráf 8.4 - Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B).....	92
Gráf 8.5 – Consumos de Aço das Lajes e Vigas no Modelo IV com vigas .....	93
Gráf 8.6 - Consumos de Aço das Lajes no Modelo VI (Planta tipo B) .....	94
Gráf 8.7 - Comparativo do Consumo de Aço nos Pavimentos (lajes e vigas) entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B) .....	94
Gráf 9.1 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1) .....	101
Gráf 9.2 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1) .....	101
Gráf 9.3 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1) .....	102
Gráf 9.4 - Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1) .....	103
Gráf 9.5 - Comparativo do Consumo de Aço das Vigas entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1) .....	103
Gráf 9.6 – Comparativo do Consumo de Aço das Lajes entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1) .....	104
Gráf 9.7 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares - Mod. IV e Mod. VI (Ed.2) ..	108
Gráf 9.8 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2) .....	109
Gráf 9.9 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo	

VI (Edifício 2) .....	109
Gráf 9.10 – Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2) .....	110
Gráf 9.11 – Comparativo do Consumo de Aço das Vigas entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2) .....	110
Gráf 9.12 – Comparativo do Consumo de Aço das Lajes entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2) .....	111

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	Justificativa.....	2
1.2	Objetivos.....	3
1.3	Metodologia .....	3
1.4	Estrutura do trabalho.....	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1	Brunelli (1987) .....	6
2.2	Balcazar (1991) .....	7
2.3	Corrêa (1991) .....	7
2.4	Bezerra (1995).....	8
2.5	Martins (1998) .....	8
2.6	Menos et al. (2000).....	9
2.7	Martins (2001) .....	9
2.8	Brisot (2001).....	10
2.9	Nóbrega (2001).....	10
2.10	Costa (2003) .....	11
2.11	Fontes (2006).....	11
2.12	Cicolin (2007).....	12
2.13	Goulart (2008).....	13
2.14	Bueno (2009) .....	14
2.15	Silva (2014).....	15
2.16	Dubey (2015).....	15
2.17	Feitosa (2016).....	16
2.18	Passos et. al. (2016) .....	16
<b>3</b>	<b>SISTEMAS DE LAJES.....</b>	<b>18</b>
3.1	Sistemas convencionais.....	19
3.2	Sistemas não convencionais.....	22
3.3	Modelagem das lajes.....	24
<b>4</b>	<b>AÇÕES DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES DE MÚLTIPLOS ANDARES.....</b>	<b>26</b>
4.1	Diferenças entre diafragma rígido e diafragma flexível.....	27
4.2	Estudo sobre as simulações do efeito de diafragma rígido.....	29

<b>4.3</b>	<b>Ações de vento em lajes sem vigas.....</b>	<b>33</b>
<b>5</b>	<b>MODELAGEM ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS COM LAJES SEM VIGAS... 36</b>	
<b>5.1</b>	<b>Modelos Aproximados.....</b>	<b>36</b>
5.1.1	Largura de laje efetiva .....	38
5.1.2	Elemento de torção transversal.....	38
<b>5.2</b>	<b>Modelos refinados.....</b>	<b>40</b>
<b>5.3</b>	<b>Recomendações normativas .....</b>	<b>42</b>
<b>6</b>	<b>DESCRIÇÃO DOS CRITÉRIOS E MODELAGENS.....</b>	<b>44</b>
<b>6.1</b>	<b>Normas em uso.....</b>	<b>44</b>
<b>6.2</b>	<b>Não-linearidade física .....</b>	<b>45</b>
<b>6.3</b>	<b>Estabilidade global .....</b>	<b>45</b>
6.3.1	Coeficiente $\gamma_z$ .....	45
6.3.2	Coeficiente $F_{AVt}$ .....	46
6.3.3	Parâmetro de Instabilidade ( $\alpha$ ).....	47
<b>6.4</b>	<b>Análise de segunda ordem global.....</b>	<b>48</b>
<b>6.5</b>	<b>Carregamentos adotados.....</b>	<b>49</b>
<b>6.6</b>	<b>Modelagens .....</b>	<b>49</b>
6.6.1	Modelo IV .....	50
6.6.2	Modelo VI.....	52
<b>7</b>	<b>ANÁLISES DO MODELO COM SISTEMA DE LAJES LISAS E PILARES....</b>	<b>54</b>
<b>7.1</b>	<b>Geometria da estrutura .....</b>	<b>54</b>
<b>7.2</b>	<b>Características dos materiais e carregamentos .....</b>	<b>56</b>
<b>7.3</b>	<b>Análises .....</b>	<b>57</b>
7.3.1	Análise utilizando o modelo IV.....	60
7.3.2	Análise utilizando o modelo IV com vigas-faixa e o modelo VI.....	61
7.3.3	Análise do Comportamento de Deformação dos Modelos .....	66
<b>7.4</b>	<b>Largura das vigas-faixa.....</b>	<b>67</b>
<b>7.5</b>	<b>Desalinhamento dos pilares.....</b>	<b>71</b>
7.5.1	Análise com Pilares Desalinhados em 20% .....	76
7.5.2	Análise com Pilares Desalinhados em 30% .....	78
7.5.3	Análise com Pilares Desalinhados em 40% .....	81

<b>8</b>	<b>ANÁLISE DO MODELO COM SISTEMA DE LAJES LISAS E NÚCLEOS RÍGIDOS.....</b>	<b>84</b>
<b>8.1</b>	<b>Geometria da Estrutura .....</b>	<b>84</b>
<b>8.2</b>	<b>Características dos Materiais e Carregamentos.....</b>	<b>86</b>
<b>8.3</b>	<b>Análises .....</b>	<b>87</b>
8.3.1	Análise utilizando o Modelo IV .....	89
8.3.2	Análises utilizando o Modelo IV com vigas-faixa e o modelo VI.....	89
8.3.3	Análise do comportamento de deformação dos modelos .....	95
<b>9</b>	<b>ANÁLISES DE EDIFÍCIOS REAIS .....</b>	<b>96</b>
<b>9.1</b>	<b>Edifício 1 (Sistema com lajes lisas nervuradas).....</b>	<b>96</b>
9.1.1	Características dos materiais e carregamentos .....	98
9.1.2	Análises.....	99
<b>9.2</b>	<b>Edifício 2 (Sistema convencional).....</b>	<b>104</b>
9.2.1	Características dos materiais e carregamentos .....	107
9.2.2	Análises.....	107
<b>10</b>	<b>CONCLUSÕES, COMENTÁRIOS E SUGESTÕES .....</b>	<b>112</b>
<b>10.1</b>	<b>Comportamento da estrutura com lajes lisas e pilares quanto ao deslocamento lateral, esforços e consumos de armadura segundo os diversos modelos.....</b>	<b>112</b>
<b>10.2</b>	<b>Comportamento da estrutura com lajes lisas e pilares com pilares desalinhados segundo os diversos modelos.....</b>	<b>114</b>
<b>10.3</b>	<b>Comportamento da estrutura com laje lisa e núcleo rígido com os diversos modelos.....</b>	<b>115</b>
<b>10.4</b>	<b>Comportamento da estrutura de edifício real com sistema de laje lisa nervurada segundo os diversos modelos .....</b>	<b>116</b>
<b>10.5</b>	<b>Comportamento da estrutura de edifício real com sistema convencional (laje e viga) segundo os diversos modelos.....</b>	<b>117</b>
<b>10.6</b>	<b>Comentários finais e sugestões.....</b>	<b>118</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>119</b>

# 1 INTRODUÇÃO

O crescimento demográfico presenciado nas últimas décadas criou a necessidade contínua de uma maior urbanização, desencadeando um processo intenso de verticalização das edificações, tornando-se assim, comum a presença de edifícios cada vez mais altos, esbeltos e arrojados nas paisagens das cidades. Com isso, surge a premência do aprimoramento dos sistemas estruturais e das técnicas de análise das estruturas, de modo a representar o comportamento físico das edificações com maior precisão e sofisticação, proporcionando maior economia e principalmente uma adequada segurança.

O aumento das alturas das edificações tem sido possível devido ao avanço das pesquisas na área da tecnologia dos materiais, permitindo cada vez mais a obtenção de concretos mais resistentes e duráveis, e também com a disponibilidade no mercado nacional dos computadores pessoais a partir da década de 1980, hoje dotados de processadores cada vez mais velozes, e com maior capacidade de armazenamento de dados, possibilitando o desenvolvimento de programas computacionais complexos para a análise dessas estruturas.

Até então, com a inexistência de recursos computacionais, as análises limitavam-se à modelos estruturais bastante simplificados a fim de tornarem viáveis as análises feitas manualmente, as quais eram trabalhosas e demoradas. Estes modelos tratavam cada elemento estrutural (lajes, vigas e pilares) de forma isolada. Entretanto, com o advento dos computadores e o consequente desenvolvimento dos programas de análises estrutural, tem propiciado o uso de modelos estruturais mais complexos, permitindo analisar a estrutura de forma global, admitindo a interação dos diversos elementos, simulando o comportamento mais próximo da estrutura real, permitindo prever seu desempenho em serviço com maior precisão. Assim, os projetistas estruturais possuem maior segurança no projeto e na análise de edifícios de múltiplos andares sob as ações laterais, e em sistemas menos usuais, como lajes lisas ou lajes- cogumelo, com ou sem vigas de borda.

O grande impulso na utilização dos sistemas de lajes sem vigas deu-se pela busca da liberdade e flexibilidade na definição e organização arquitetônica de espaços internos em edifícios. A flexibilidade de um espaço construído pode ser medida quantitativamente pela

relação entre o volume ocupado pelos obstáculos físicos irremovíveis contidos no espaço estudado e o volume dele. O anseio por essa flexibilidade vem impulsionando a evolução de soluções que viabilizem o projeto e execução de edificações em lajes lisas que permitem grande flexibilidade na definição do espaço interno do edifício e na redução da sua altura final, o que torna o projeto de edifícios cada vez mais esbeltos uma realidade na construção civil.

Para determinados casos, é fundamental a consideração de todos os elementos estruturais participando do contraventamento para que a estrutura se apresente estável frente às ações horizontais combinadas com as ações verticais.

## **1.1 Justificativa**

Os programas comerciais de análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado existentes no mercado trabalham com o pórtico tridimensional na modelagem de edifícios de múltiplos andares, sendo opcional em alguns softwares a consideração da laje no modelo, podendo gerar uma indecisão de qual modelo escolher (com a laje ou sem a laje).

O pórtico tridimensional simplificado é composto apenas pelas vigas e pilares, sendo o carregamento das lajes simplificado ou obtido calibrando-se vigas e pilares com as reações nestes elementos no modelo de grelha de cada pavimento. No modelo de pórtico tridimensional completo todos os elementos (lajes, vigas e pilares) são analisados juntamente, as lajes são consideradas no modelo e passam a interagir efetivamente com os outros elementos devido à consideração da sua rigidez transversal à flexão.

Como a escolha do modelo é a etapa mais importante da análise, uma vez que deve representar o comportamento da estrutura em serviço, este trabalho visa contribuir com o meio técnico demonstrando através de modelos práticos as diferenças no comportamento das estruturas de edifícios de múltiplos andares de concreto armado, principalmente em sistemas não convencionais como o caso das lajes sem viga, quando utilizado estes modelos (pórtico tridimensional simples e pórtico tridimensional completo).

## 1.2 Objetivos

O objetivo principal é mostrar como a análise de estrutura de edifícios de múltiplos andares com um modelo tridimensional pode avaliar melhor a estabilidade e deslocabilidade lateral das estruturas.

Como objetivos secundários podem ser citados:

- Entender em quais casos é imprescindível o uso do modelo do pórtico tridimensional completo;
- Mostrar as diferenças entre os modelos utilizando alguns parâmetros de estabilidade global prescritos pela norma, como o coeficiente  $\gamma_z$ ;
- Compreender a importância da consideração das lajes no pórtico tridimensional completo de edifícios de múltiplos pavimentos com sistema de lajes sem viga, submetidos aos carregamentos horizontais (vento), principalmente com relação à estabilidade lateral;
- Observar a influência no comportamento dessas estruturas quando essa consideração da laje na modelagem tridimensional se faz por meio de modelos aproximados (faixa de lajes) e modelos refinados (toda a laje).

Espera-se com isso, contribuir para esclarecer o comportamento quanto à deslocabilidade lateral de estruturas relativamente usuais, e em que situações precisem ou não do uso de modelos tridimensionais.

## 1.3 Metodologia

Trata-se de um trabalho teórico, analítico e numérico em que inicialmente se faz uma revisão bibliográfica do assunto.

Para se alcançar os objetivos determinados serão feitas simulações e análises de diversos modelos estruturais de edifícios de múltiplos andares em sistemas convencionais e não convencionais.

Adotam-se os modelos de pórtico tridimensional simplificado e completo, e para as análises será utilizado um programa computacional já consolidado.

Sempre que possível serão elaborados gráficos dos resultados das análises, com o intuito de permitir uma melhor aferição, facilitando a explicação e condução das discussões

destes resultados.

## **1.4 Estrutura do trabalho**

No segundo capítulo é realizada uma revisão bibliográfica, que aborda os assuntos de interesse a esta pesquisa, com o cerne na importância das modelagens nos comportamento de edifícios de múltiplos andares, principalmente quando sujeitos às ações laterais de vento e quando compostos por sistemas de lajes lisas.

O capítulo três aborda os sistemas de lajes, apresenta os sistemas do tipo convencional (lajes maciças) e do tipo não convencional de lajes sem vigas e também as modelagens utilizadas nas análises desses elementos (analogia de grelhas e método dos elementos finitos).

No capítulo quatro discorre-se sobre as ações de vento nas lajes, o comportamento destas frente a essa ação, os tipos de modelos utilizados para distribuição dos esforços entre os elementos estruturais, e em especial para as estruturas compostas de lajes sem vigas.

O quinto capítulo mostra os tipos e modelagens estruturais utilizados em edifícios compostos de lajes sem vigas, tanto modelos aproximados (Método dos Pórticos Equivalentes) como modelos mais refinados (Pórtico Tridimensional Simplificado e Completo), e as abordagens das normas brasileira, europeia e americana com relação à utilização destes métodos.

No capítulo seis é apresentada uma descrição das considerações, critérios e modelagens adotadas nas análises do CAD/TQS (TQS, 2015).

No capítulo sete são apresentadas as análises e resultados de várias modelagens da estrutura de um edifício de múltiplos andares composta por um sistema de lajes lisas e pilares.

No capítulo oito são apresentadas as análises e resultados de várias modelagens da estrutura de um edifício de múltiplos andares composta por um sistema de lajes lisas, pilares e núcleos rígidos.

No capítulo nove são analisadas duas estruturas reais de edifícios em concreto armado; a primeira é um edifício composto por lajes lisas nervuradas, pilares e vigas nas extremidades, e a segunda um edifício em estrutura convencional (lajes, vigas e pilares).

O capítulo dez traz as conclusões e principais observações realizadas nesta pesquisa, além de sugestões para futuras pesquisas.

Por fim o trabalho apresenta as Referências Bibliográficas.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

A pesquisa realizada enfatiza que as análises estruturais devem sempre buscar modelagem que representem as estruturas da forma mais realista possível, capazes de simularem com nitidez e segurança o desenvolvimento das ações solicitantes. Avalia-se assim, que o projetista de estruturas deve ser bastante prudente nas simplificações das estruturas, pois vários estudos apontaram que em certas situações os resultados foram muito discrepantes quando comparados com os encontrados com modelagens mais refinadas.

Esta revisão também expõe que a consideração da laje no modelo, além de conferir maior rigidez à estrutura de contraventamento, torna esse modelo mais realista, uma vez que a laje está ligada monoliticamente às vigas e pilares, interagindo com estes elementos.

Para o caso das lajes sem vigas, em que não se tem uma estrutura de contraventamento tão rígida frente às ações horizontais por conta da ausência de pórticos rígidos, a consideração da laje no modelo do pórtico tridimensional passa a ser de grande importância.

Existem poucos trabalhos que analisaram o comportamento deste sistema estrutural em edifícios de múltiplos andares frente as ações de vento, e muito menos os que utilizaram a modelagem com elementos de barra. Desta forma, existe uma carência de pesquisas nesta área, principalmente com o crescimento do uso deste sistema em edifícios altos.

A seguir, são apresentados alguns trabalhos que buscaram analisar a importância da escolha da modelagem no comportamento de estruturas de múltiplos pavimentos. Também será mostrado como a consideração da rigidez transversal das lajes influencia no desempenho dessas estruturas de múltiplos pavimentos quando submetidas às ações de vento, principalmente para os casos de estruturas compostas de lajes sem vigas.

### **2.1 Brunelli (1987)**

Utilizando o método numérico dos Elementos Finitos, analisou várias estruturas de

edifícios de múltiplos andares submetidas ao carregamento de vento, considerando as lajes contribuindo com a sua rigidez transversal à flexão para o comportamento da estrutura global, e sem considerá-la. Tratou as estruturas estudadas através do processo dos deslocamentos, e para representar o efeito de membrana foi empregado na discretização da laje o elemento finito retangular ACM (Adini-Clough-Melosh). A análise dos resultados obtidos, como já esperado, relatou uma considerável contribuição por parte da laje no enrijecimento das estruturas dos edifícios analisado.

## **2.2 Balcazar (1991)**

Analisou estruturas tridimensionais também considerando a rigidez à flexão das lajes, porém utilizou outra técnica e a inclusão do elemento de chapa modificado para representar o comportamento dos pilares-parede, melhorando a convergência dos resultados. Para a melhor implantação do programa computacional desenvolvido foram empregadas as técnicas de subestruturação em série e em paralelo. O elemento retangular de chapa utilizado também foi o ACM (Adini-Clough-Melosh). No entanto, esses dois últimos trabalhos podem ser aplicados apenas aos edifícios com plantas retangulares.

## **2.3 Corrêa (1991)**

Expôs a necessidade de aperfeiçoamentos de modelos utilizados cotidianamente no projeto estrutural e os erros cometidos sem essa melhoria. Aponta que a utilização de modelos que integrem a laje aos demais componentes estruturais é fundamental na análise de pavimentos de edifícios, em especial quando a distribuição de pilares não é uniforme, com a presença de grandes vãos e diferenças de rigidez apreciáveis entre regiões contíguas. A não consideração da laje no conjunto pode levar não apenas a uma representação mais pobre, mas a uma condição menos segura, pois a rigidez relativa dos componentes estruturais é que define os fluxos de carga pelo sistema estrutural. Salientou que o projetista de estruturas deve ser bastante cauteloso na simplificação das estruturas e lembrou que, na realidade, elas funcionam como elemento solidário.

## **2.4 Bezerra (1995)**

Analizou o comportamento das estruturas tridimensionais de edifícios altos, sujeitos às ações verticais e laterais, considerando-se a rigidez transversal à flexão das lajes. A análise estática foi feita por meio do processo dos deslocamentos e utilizou-se o Método dos Elementos Finitos na discretização das lajes e vigas em cada pavimento. O sistema estrutural não considera a presença dos núcleos estruturais, dos pilares ou pilares-parede submetidos à flexo-torção. Concluiu que ao computar a rigidez à flexão das lajes na estrutura tridimensional os deslocamentos horizontais nos pavimentos reduziram em relação aos obtidos pelos modelos que as consideraram como diafragmas rígidos, com uma diferença de até 17% referente à translação do último pavimento.

Com os deslocamentos reduzidos, verifica-se, de forma geral, uma redução dos esforços de flexão nos elementos estruturais e também uma redução do esforço cortante. Portanto, as lajes tiveram uma participação considerável na rigidez global da estrutura.

## **2.5 Martins (1998)**

Verificou a importância da contribuição da rigidez à flexão das lajes na análise global de estruturas de edifícios de múltiplos andares. As análises foram feitas em uma estrutura convencional (composta por lajes maciças, vigas e pilares). Para a análise do pórtico tridimensional, Martins utilizou elementos lineares para os pilares e as vigas e elementos de placa para as lajes, ambos pelo processo dos deslocamentos. Neste caso, os elementos de contraventamento horizontais foram discretizados em elementos finitos de barra, e a laje em elementos finitos de placa, possibilitando, assim, a determinação da rigidez do sistema estrutural do pavimento. Esse estudo mostrou que a consideração da rigidez transversal à flexão das lajes influencia na redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, aumentando em alguns elementos e diminuindo em outros. Também se verificou a importância da contribuição da rigidez à flexão das lajes na estabilidade global em teoria de segunda ordem, pois os deslocamentos laterais diminuem sensivelmente quando se considera a rigidez à flexão das lajes.

## **2.6 Menos et al. (2000)**

Analisaram o comportamento das estruturas tridimensionais de edifícios altos, sujeitos às ações verticais e horizontais, considerando-se a rigidez transversal à flexão das lajes. Foi utilizado o software SAP2000 nas análises estruturais, empregando o MEF na discretização das lajes e vigas. Os deslocamentos no topo do edifício, para o modelo de pórtico tridimensional simples foram, 11,5% maiores em relação ao modelo de pórtico tridimensional completo com as lajes discretizadas em grelha e de 22,9% em relação ao modelo de pórtico tridimensional completo com as lajes discretizadas em elementos finitos. Verificaram que a incidência do vento provoca o aparecimento de momentos negativos nas lajes quando consideradas no modelo, observando que as forças horizontais que incidem nas estruturas de contraventamento do edifício devem ser consideradas no detalhamento das estruturas. Conclui que a simplificação dos métodos de cálculo e a não consideração das forças horizontais podem conduzir a danos estruturais de diferentes gravidades.

## **2.7 Martins (2001)**

Considera a rigidez transversal à flexão das lajes e a interação de deslocamentos e esforços entre os vários elementos que formam a estrutura (vigas, lajes, pilares e núcleos), na análise de edifícios de andares múltiplos. Através dos resultados obtidos, chegou à mesma conclusão do seu trabalho anterior, acerca da importância da consideração da laje no modelo de pórtico tridimensional para a distribuição dos esforços e estabilidade global de edifícios de andares múltiplos. Conclui que ao se considerar os esforços obtidos pelo modelo sem a laje no dimensionamento dos elementos estruturais, alguns elementos podem ser superdimensionados em relação ao que leva em consideração a rigidez transversal da laje, ocorrendo a diminuição dos esforços em alguns elementos estruturais. Contudo, com relação à segurança, alguns elementos podem estar subdimensionados, pois os esforços aumentam em alguns elementos com a consideração da rigidez transversal da laje.

## **2.8 Brisot (2001)**

Investigou a diferença entre modelar os pavimentos de concreto armado como diafragma rígido ou flexível na análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a cargas laterais. Analisou modelos de edifícios de quatro e oito andares com dimensões variadas, desde quadrados até retangulares na proporção de 1:4 (comprimento igual a quatro vezes a largura), perfazendo um total de 78 casos analisados, considerando as lajes como diafragma rígido, e também como flexível utilizando-se elementos finitos planos e de casca. O efeito de rotação do diafragma não foi analisado, apenas o de translação. O programa SAP 2000 foi utilizado nas análises dos edifícios submetidos a cargas laterais provocadas pela ação do vento. Nos modelos estudados foram desprezadas as cargas verticais, só considerando a força lateral devida ao vento, calculado segundo a norma brasileira NBR 6123:1988 (ABNT, 1988), aplicada no sentido do maior lado (rigidez) dos pilares. Conclui que é importante uma análise mais precisa para se utilizar a consideração de diafragma rígido no cálculo de edifícios em alvenaria estrutural, pois a solução fornecida por este modelo apresenta um erro de cerca de 35% na distribuição de esforços cisalhantes nas paredes em relação à solução fornecida pelo modelo de diafragma flexível com elementos de casca, para o edifício analisado.

## **2.9 Nóbrega (2001)**

Apresenta duas análises comparativas entre métodos de dimensionamento de lajes-cogumelo, a primeira para lajes submetidas a carregamento vertical considerando variação de vãos de até 50%, e a segunda para um edifício de seis pavimentos em laje-cogumelo submetido à atuação de cargas de vento, segundo a NB-599 (ABNT, 1990), em conjunto com carregamento vertical. Para isso utilizou o Método do Pórtico Equivalente do ACI 318-95 (ACI Committee, 1995), o Método dos Pórticos Múltiplos da NBR 6118:1978 (ABNT, 1978), o Método das Grelhas (MG) e o Método dos Elementos Finitos (MEF), com dois tipos de elementos utilizados para os pilares, o FRAME e o SOLID, disponíveis no programa SAP 2000N, enquanto para as lajes foi utilizado o elemento SHELL. Foram analisadas as distribuições de momentos entre os pilares. Para os resultados do modelo das lajes submetidas a carregamento horizontal e vertical, observou que para os pilares externos o processo do ACI 318-95 (ACI Committee, 1995) e o da NBR 6118:1978 (ABNT, 1978) apresentaram

resultados, na quase totalidade dos casos, mais conservadores que os do MEF, enquanto que para os pilares internos esses métodos são conservadores para cerca de 40% dos casos. Com uma variação máxima de 50% nos vãos das lajes, observou que o método da NBR 6118:1978 (ABNT, 1978) é quase sempre menos conservador do que o método do ACI 318-95 (ACI Committee, 1995), especialmente para os momentos nos pilares. O Método das Grelhas (MG) apresentou resultados de uma maneira geral bem próximos aos do Método dos Elementos Finitos (MEF) para todos os pilares internos e externos, com resultados mais conservadores em alguns casos e menos conservadores em outros.

### **2.10 Costa (2003)**

Teve como objetivo mostrar que as estruturas, quando calculadas com modelos diferentes, planas ou espaciais, através de um mesmo programa de cálculo estrutural, podem apresentar resultados bastante discrepantes entre si. Analisou quatro estruturas espaciais diferentes sob carregamento horizontal e cada uma foi calculada através de quatro modelos diferentes, dentre eles três são planos e um tridimensional. O modelo tridimensional foi tomado como base para comparação com os demais modelos por ser o mais sofisticado e, portanto, provavelmente, o que mais se aproxima do comportamento real da estrutura. Neste modelo tridimensional admitiu-se a existência de diafragmas no nível de cada piso. Concluiu alertando o meio técnico quanto ao cuidado no modelamento de uma estrutura, pois com o uso de modelos planos há o risco de desconsiderar efeitos que o modelo tridimensional mostrou ser importante e, conseqüentemente, utilizar em seus cálculos resultados de qualidade duvidosa.

### **2.11 Fontes (2006)**

Analisaram a estrutura de um edifício em concreto armado de oito pavimentos por meio de modelagens distintas, tanto em relação às ações verticais quanto para as horizontais, visando demonstrar as diferenças nos esforços ou nos deslocamentos obtidos, permitindo ao projetista verificar os tipos de erros cometidos quando da utilização de modelos mais simples. Três modelos foram utilizados para a análise estrutural do edifício, quanto às ações verticais:

Vigas Contínuas, Pórticos Planos e Pórtico Espacial. Entre os modelos adotados para a análise da estrutura, frente às ações laterais, tem-se o de Pórticos Planos Associados, o Pórtico Espacial, o Pórtico Espacial com Lajes e o Pórtico Espacial com Lajes e Trechos Rígidos. Para as ações verticais, o modelo Vigas Contínuas apresentou resultados mais díspares, em relação ao Pórtico Espacial, do que o de Pórticos Planos, tanto para as forças normais junto à fundação como para os momentos fletores analisados. Desta forma recomenda que esta modelagem seja aplicada apenas em edifícios de pequeno porte por ser muito aproximada, e sempre que possível utilizar uma modelagem mais refinada. Na análise das ações horizontais, destaca a necessidade de modelar as lajes no pórtico espacial, ou representá-las por meio das barras rígidas, como no modelo Pórticos Planos Associados, para que se possa medir de forma mais coerente os deslocamentos horizontais da estrutura.

## **2.12 Cicolin (2007)**

Avaliou as possíveis formas de tratamento de estruturas de edifícios compostos por pavimentos projetados em lajes planas no tocante à estabilidade e necessidade de consideração de efeitos de segunda ordem. Adotou dois tipos de geometria em planta para estrutura de edifícios em lajes lisas maciças em concreto armado, e definiu modelos para quatro, cinco, sete e dez pavimentos, totalizando oito modelos de edifícios diferentes. Como a finalidade maior era o processamento de pórticos, foram definidas faixas de lajes utilizando o processo elástico aproximado descrito na NBR 6118:2003 (ABNT, 2003), admitidas como vigas de pequena altura, com a geometria proposta para métodos simplificados. Os oito casos foram processados duas vezes pelo sistema CAD/TQS (TQS, 2004), em sua versão 11.9.9. Na primeira com o intuito de obter os parâmetros de instabilidade global  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . Na segunda a análise dos esforços de segunda ordem foi feita com o processo P- $\Delta$ . Por fim, foi feita uma nova análise das plantas, agora trocando as faixas de laje da periferia por vigas invertidas.

Conclui que os resultados foram aceitáveis para algumas situações quando se utiliza o coeficiente  $\gamma_z$ . Entretanto, a existência de casos em que o valor coeficiente  $\gamma_z$  classifica a estrutura como sendo de nós rígidos com o valor de  $\alpha$  muito acima do limite mostra claramente que os parâmetros apoiam-se em premissas diferentes. Em relação aos valores de deslocamentos máximos e deslocamento entre pisos, em serviço, eles são maiores que os

admitidos para os edifícios mais altos (sete e dez pavimentos). Em relação do resultado dos parâmetros apresentados pela NBR 6118:2003 (ABNT, 2003), nota-se vantagem na utilização de coeficiente  $\gamma_z$ . Em apenas um caso, com valor acima de 1,30 não seria possível realizar a estimativa dos valores de segunda ordem pela majoração de valores. Destaca-se que a utilização de vigas na periferia resultou em melhora significativa no desempenho de todas as estruturas e em todos os parâmetros avaliados (deformações, parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ ), indicando que se deve sempre analisar a possibilidade do seu emprego, principalmente quando forem vigas invertidas.

### **2.13 Goulart (2008)**

Analisa a importância da contribuição da rigidez à flexão das lajes na estabilidade global das estruturas. Comparou os resultados de três edifícios, o primeiro possuía um sistema estrutural de lajes lisas nervuradas com vigas apenas na periferia, contando ainda com núcleos rígidos formados pelas caixas dos elevadores. O segundo edifício contava com o mesmo sistema estrutural do primeiro, porém com a ausência dos núcleos rígidos. Já o terceiro edifício era composto por um sistema estrutural convencional, com lajes maciças apoiadas em vigas, que se apoiam em pilares. A partir dos resultados alcançados notou-se que para estruturas desprovidas de um conjunto de pórticos rígidos de vigas e pilares, é fundamental a contribuição da rigidez à flexão das lajes para o contraventamento. Quando desconsiderada a contribuição das lajes, as estruturas não convencionais (lajes lisas nervuradas) apresentaram comportamento desfavorável, obtendo-se discrepâncias significativas nos parâmetros de estabilidade global e deslocamentos quando comparados aos resultados obtidos através da consideração do modelo completo. Além de conferir maior rigidez à estrutura de contraventamento, este modelo é mais realista, pois a laje existe e está ligada monoliticamente às vigas e pilares. Ao desprezar sua rigidez à flexão, a distribuição de esforços foi alterada e os deslocamentos foram maiores.

Goulart (2008) recomenda a utilização do modelo de pórtico completo, mesmo em estrutura convencional, onde a contribuição da laje se mostra menos significativa, uma vez ele é mais realista, e ressalta que ao utilizar este modelo estrutural de pórtico completo, o projetista deve atentar para os esforços de flexão na laje devidos ao vento. Deve-se dimensionar as lajes para as combinações de ELU envolvendo as cargas verticais, e

horizontais de vento.

## 2.14 Bueno (2009)

Estudou a estabilidade de estruturas e a aplicação dos parâmetros apresentados pela NBR 6118:2003 (ABNT, 2003) (parâmetro  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ ). Foram analisados quatro exemplos de edificações de concreto armado: uma estrutura convencional (laje, viga e pilar), uma com lajes planas, e duas utilizando lajes lisas nervuradas com capitéis e vigas de borda. Nas análises foi utilizado o programa de análise estrutural CAD/TQS (TQS, 2008) versão 13. Os resultados obtidos para as estruturas de lajes lisas em um edifício mostraram que os parâmetros de instabilidade não se comportaram muito bem devido à alta sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Tanto  $\alpha$  quanto o coeficiente  $\gamma_z$  ficaram bastante acima de seus valores limites, servindo para indicar que se trata de uma estrutura de nós móveis, o que foi comprovado com a análise do P- $\Delta$ , que também constatou a incoerência dos valores de  $\gamma_z$  para utilização como solução aproximada dos efeitos de segunda ordem neste exemplo. No outro edifício, por ter uma distribuição assimétrica de rigidez e sistemas de lajes nervuradas associadas a um carregamento elevado, levou a uma situação onde apenas analisando os parâmetros de instabilidade tinha-se ideia de que o  $\gamma_z$  poderia ser utilizado como solução aproximada para determinação dos efeitos de segunda ordem, como era caso desta estrutura. No entanto a realização da análise P- $\Delta$  mostrou que apesar de  $\gamma_z < 1,30$ , caso indicado pela NBR 6118:2003 (ABNT, 2003) como favorável para utilização deste parâmetro na solução aproximada dos efeitos de segunda ordem, seus valores encontrados não eram compatíveis com a análise mais refinada e não poderia ser aplicada para o edifício. Conclui que os exemplos desenvolvidos serviram para avaliar algumas características das edificações que devem ser levadas em conta na análise da estabilidade e de certa forma aproximar mais o modelo computacional do real, e que a utilização aproximada do  $\gamma_z$  deve ser aplicada com cuidado, verificando sempre se a edificação não se distancia muito das hipóteses consideradas para a formulação.

### **2.15 Silva (2014)**

Em seu estudo sobre a não linearidade geométrica e física, considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura, verificou através das análises de diversos exemplos a importância da consideração das interações tridimensionais no comportamento mecânico dos edifícios. A influência da rigidez das lajes no comportamento dos núcleos se mostrou relevante, especialmente em edifícios solicitados à torção. Esta influência ficou evidente nos testes realizados para diferentes espessuras de lajes, sendo que quanto mais rígida for a laje, maior também é a rigidez do edifício à torção. Verificou também que o empenamento das seções transversais dos núcleos interfere nas deformações das lajes fora de seu plano. Nesse sentido, sugere-se considerar a rigidez transversal das lajes na análise destas estruturas e recomenda-se maior atenção para os efeitos produzidos pelo empenamento do núcleo nos pavimentos.

### **2.16 Dubey (2015)**

Dubey (2015) estudou o comportamento de edifícios de múltiplos andares com geometrias regulares e irregulares sob diferentes parâmetros sísmicos, por meio de três análises distintas: considerando as lajes como diafragma rígido, diafragma semirrígido e sem diafragma. As análises foram processadas com o auxílio do programa STAAD.Pro (Structural Analysis and Design Program), e os resultados comparados foram os momentos fletores máximos, forças cortantes, deslocamentos máximos e deslocamentos entre pisos. Todos os resultados obtidos (momentos fletores máximos, forças cortantes, deslocamentos máximos e deslocamentos entre pisos) com as modelagens de diafragma semirrígido e sem diafragma foram quase os mesmos, sendo assim, estes modelos foram equivalentes. Os modelos sem diafragma apresentaram um comportamento crítico, pois obtiveram os maiores valores, e os com diafragma rígido, um comportamento eficiente, com os menores valores. Em comparação com todos os diafragmas, o diafragma rígido apresentou deslocamentos (máximos e entre pisos) três vezes menores.

### **2.17 Feitosa (2016)**

Avaliou a viabilidade técnica de edifícios esbeltos de múltiplos andares formados por lajes planas protendidas em relação à estabilidade global, a partir de suas modelagens em um programa computacional comercial (CAD/TQS (TQS, 2014) versão 17). A partir da variação de parâmetros de modelagem tais como geometria dos pilares, espessura das lajes, coeficiente redutor de inércia para consideração das não linearidades físicas dos elementos, rigidez das ligações entre lajes e pilares, consideração da interação solo-estrutura, entre outros, buscou-se analisar a influência de tais parâmetros na estabilidade global da edificação a partir do coeficiente de instabilidade  $\gamma_z$ , previsto na norma brasileira NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), além de se efetuar o processamento da edificação utilizando o método iterativo de cálculo P-Delta, para o mesmo fim. Conclui que a consideração da rigidez à flexão transversal das lajes influencia significativamente na estabilidade de edifícios de concreto, particularmente no caso de edifícios com sistema de lajes planas, como cogumelo ou protendidas. A desconsideração de tal rigidez levaria a inviabilizar erroneamente este tipo de estrutura, principalmente no caso de edifícios mais esbeltos. Além disso, verifica que a consideração da rigidez à flexão transversal das lajes possibilita economizar no volume de concreto dos pilares de qualquer tipo de edificação.

Ainda completa que, diante do aumento da capacidade de processamento dos computadores atuais e a disponibilidade de programas de análise estrutural existentes no mercado, o conceito de elementos de contraventamento e elementos contraventados deveria ser deixada de lado. Análises de estabilidade global simplificadas, considerando somente alguns dos elementos estruturais como responsáveis pela estabilização da estrutura, acabam por levar a estruturas mais custosas e superdimensionadas.

### **2.18 Passos et. al. (2016)**

Analysaram dois edifícios com sistemas construtivos de lajes diferentes, um composto por lajes protendidas lisas e o outro por lajes lisas nervuradas. Assim como Feitosa (2016), avaliaram os parâmetros de instabilidade da estrutura devidos à variação de parâmetros gerais tais como: espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e resistência, característica do

concreto dos elementos, entre outros. Todos os modelos foram analisados com a modelagem tridimensional completa (Modelo VI do CAD/TQS). Com relação às lajes, os resultados mostraram que o aumento da espessura das lajes protendidas e o aumento da capa das lajes nervuradas proporcionaram reduções significativas no coeficiente  $\gamma_z$ . O aumento de carga vertical devido ao acréscimo de espessura das lajes é compensado pelo maior enrijecimento das ligações das lajes com os pilares e também pelo aumento da rigidez transversal à flexão.

### 3 SISTEMAS DE LAJES

Lajes são elementos estruturais planos, nos quais a espessura é a menor das três dimensões.

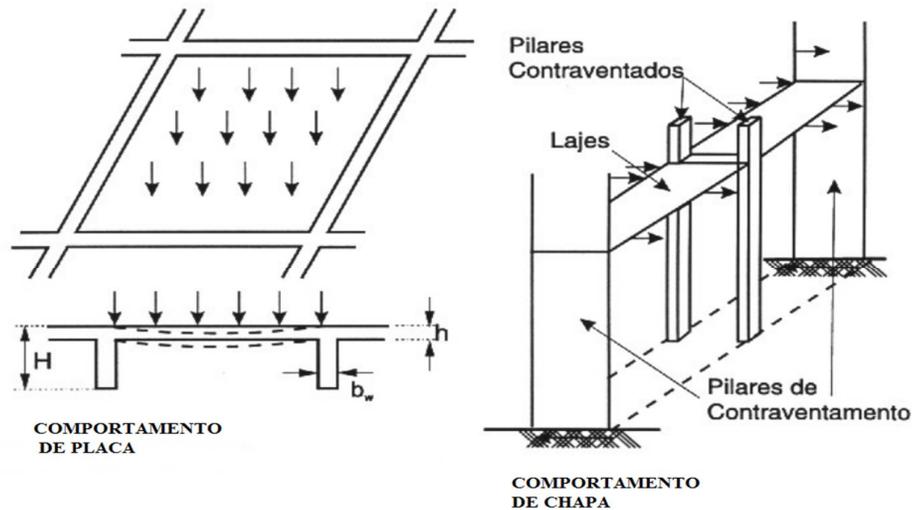
Possuem dupla função estrutural: de placa e de chapa (figura 3.1). A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) define elementos de placa como “Elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes”. Ou seja, confere à laje o comportamento de placa quando recebem as ações verticais, perpendiculares à superfície média, e as transmitem para os apoios.

Nesta norma encontra-se também a denominação de elementos de chapas que segundo a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) são “Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações contidas em seu plano”. As lajes comportam-se como chapa ao atuarem como diafragmas horizontais rígidos, distribuindo as ações horizontais entre os diversos pilares da estrutura.

É através das lajes que os pilares contraventados se ligam aos elementos de contraventamento, garantindo a segurança da estrutura em relação às ações laterais, e tornando o comportamento de chapa das lajes fundamental para a estabilidade global nos edifícios esbeltos.

Apesar do dimensionamento das armaduras das lajes, em geral, ser determinado em função dos esforços de flexão relativos ao comportamento de placa, a simples desconsideração de outros esforços pode ser equivocada. Veremos nos próximos capítulos que uma análise do efeito de chapa se faz necessária, principalmente em sistemas estruturais de lajes sem vigas.

**Figura 3.1 - Comportamento das Lajes**



Fonte: Fusco (1995).

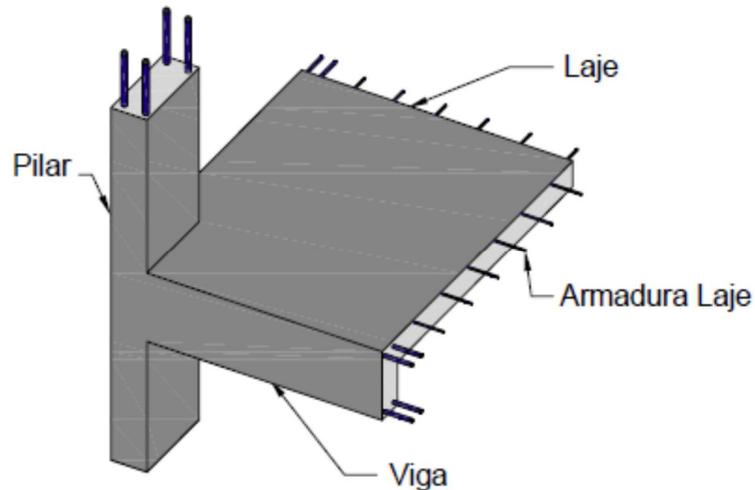
As lajes podem ser moldadas no local ou pré-fabricadas, podendo a pré-fabricação ser total ou parcial. São denominadas lajes moldadas no local ou “in loco” as que são construídas na própria obra, mais precisamente onde serão estruturalmente utilizadas, e lajes pré-fabricadas são as que recebem elementos pré-fabricados para a sua construção, normalmente produzidos fora do canteiro de obras, industrialmente.

Quanto à classificação do tipo de apoio, tem-se o sistema convencional em que as lajes são apoiadas em vigas, e o sistema não convencional no qual as lajes se apoiam diretamente nos pilares. Dentro dessa classificação as lajes podem ser de diferentes naturezas, como maciças e nervuradas. A seguir serão apresentados os sistemas mencionados.

### **3.1 Sistemas convencionais**

Um sistema convencional de estruturas de concreto armado é aquele que pode ser constituído basicamente por lajes, vigas e pilares, sendo que as lajes recebem os carregamentos oriundos da utilização, os quais são transmitidos às vigas, que por sua vez descarregam seus esforços aos pilares e esses às fundações, conforme ilustrado pela figura 3.2.

**Figura 3.2 - Representação esquemática do sistema construtivo convencional em concreto**



Fonte: Spohr (2008).

As lajes maciças são comumente utilizadas neste sistema laje-viga-pilar, e são denominadas como sendo placas de espessura uniforme, que podem ser de concreto armado ou protendido. São utilizadas em vários tipos de construção, como edifícios de múltiplos pavimentos residenciais e comerciais, muros de arrimo, escadas, reservatórios, entre outros. Segundo as prescrições da norma NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) as espessuras mínimas variam de 7 cm a 15 cm.

A partir de certos vãos as lajes maciças passam a ser antieconômicas, devido às grandes espessuras necessárias e ao elevado peso próprio. Diante deste fato, surgem as lajes nervuradas, que por definição são as lajes em que a zona de tração é constituída de nervuras, onde são dispostas as armaduras, e de uma mesa comprimida. Entre as nervuras, pode-se ou não inserir um material inerte, sem função estrutural.

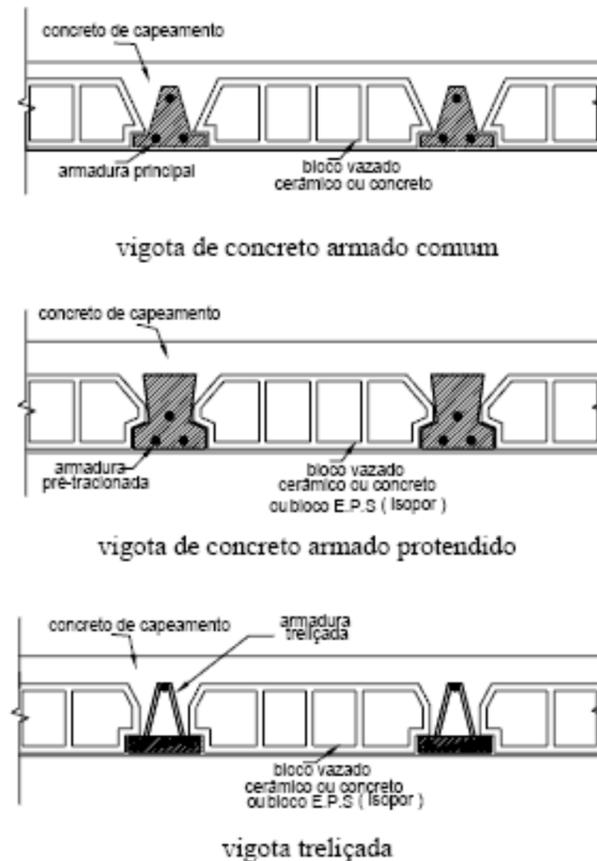
A presença de elementos de enchimento (blocos cerâmicos ou poliestireno expandido) ou espaços vazios entre as nervuras reduz o consumo de concreto e o peso próprio da laje, sem alterar a altura da seção resistente e com rigidez equivalente muito próxima da laje maciça.

O tipo mais comum de laje nervurada moldada no local é o que utiliza fôrmas removíveis e escoramentos, que podem ser de polipropileno ou de metal, com dimensões moduladas, sendo necessário utilizar desmoldantes iguais aos empregados nas lajes maciças.

As lajes nervuradas pré-fabricadas têm seu uso crescente na construção civil, pois dispensam o uso do tabuleiro da fôrma tradicional, ao ter as nervuras compostas de vigotas

pré-moldadas, as quais suportam seu peso próprio e as ações de construção, necessitando apenas de cimbramentos intermediários. É composta ainda pelos elementos de enchimento e por uma capa de concreto. Essas vigotas pré-fabricadas podem ser de concreto armado, protendido ou treliçadas.

**Figura 3.3 - Tipos de vigotas pré-fabricadas**



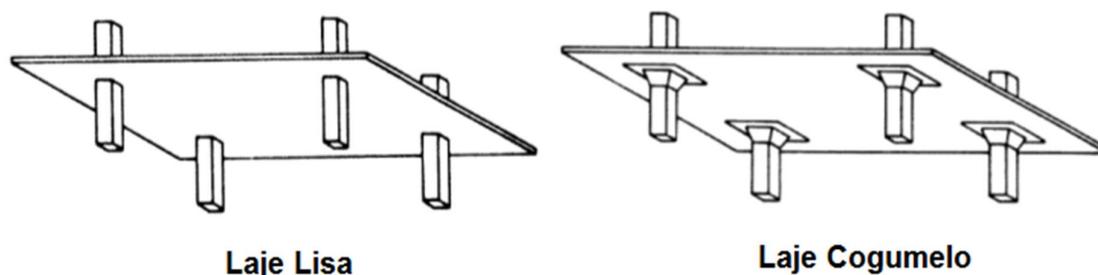
Fonte: Faz Fácil (2015)

As vantagens do uso de sistemas convencionais em relação aos não convencionais é o ganho de rigidez que o uso da viga proporciona, se obtém uma estrutura rígida tanto para as ações horizontais, por conta dos pilares e vigas formarem pórticos rígidos, quanto para os carregamentos verticais, com a diminuição das deformações. No entanto, este sistema limita o uso de grandes vão por causa das alturas das vigas, além do maior trabalho com fôrmas, armação e cimbramento, e também do maior consumo de concreto.

### 3.2 Sistemas não convencionais

Neste sistema as lajes são denominadas como lajes sem vigas, as quais recebem os carregamentos e transmitem os esforços diretamente aos pilares, através das ligações entre esses dois elementos. A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) define lajes lisas (figura 3.4) como sendo aquelas que se apoiam diretamente nos pilares, e lajes-cogumelo as que apoiam em pilares com capitéis, e prevê para as lajes maciças sem vigas uma espessura mínima de 16 cm para as lajes lisas e de 14 cm para as lajes-cogumelo.

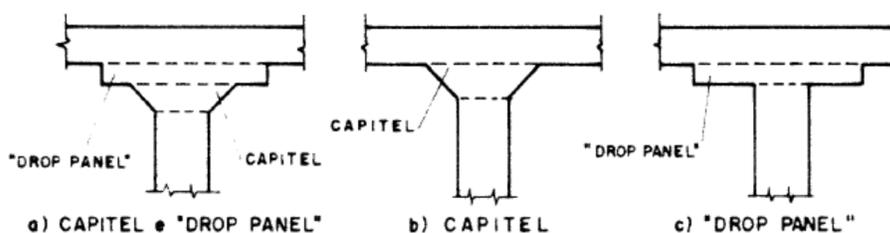
**Figura 3.4 - Tipos de lajes sem viga**



Fonte: Figueiredo Filho (1990)

Capitel é o alargamento nas seções de topo do pilar que tem a função de reduzir as tensões de cisalhamento que ocorrem nessa região, evitando o puncionamento da laje pelo o pilar. As seções de laje nessa região também podem ser engrossadas, denominada de “drop panel”, e tem a mesma finalidade que a do capitel. Evita-se o uso de capitéis e “drop panels” devido à dificuldade de execução das formas, e por questões estéticas, visando obter o teto liso. São ilustrados os capitéis e “drop panels” na figura 3.5.

**Figura 3.5 - Capitéis e "Drop Panels"**



Fonte: Figueiredo Filho (1990)

Assim como no sistema convencional, neste sistema também são usadas lajes maciças e nervuradas (figura 3.6), descritas no item anterior.

**Figura 3.6 – Laje-cogumelo nervurada moldada no local**



Fonte: Autor (2015)

Esse sistema construtivo apresenta diversas vantagens em relação aos sistemas convencionais, começando pelo ganho da flexibilidade para se trabalhar com a distribuição arquitetônica do espaço físico após a conclusão da obra. A ausência de vigas também agrega uma simplificação das fôrmas (apresentam um plano contínuo sem obstáculo e a espessura pode ser uniformizada, fôrmas são montadas e desmontadas com maior facilidade), conseqüentemente simplifica as ações de armação (operações de recorte, dobra e montagem, facilidade de inspeção e conferência) e concretagem (poucos recortes, fácil acesso para os vibradores, reduzindo falhas e melhorando o acabamento), além da racionalização das vedações e fechamentos (estruturas com ótimo acabamento, dispensando revestimentos, redução da superfície a ser revestida) e simplificação das instalações (maior liberdade para solução de projetos, menor incidência de cortes e emendas, menor quantidade de condutos e fios necessários). Tais simplificações das etapas construtivas acarretam uma redução do consumo de materiais e mão de obra, e ganho de agilidade no cronograma do empreendimento.

Contudo existem as desvantagens e limitações dos sistemas, e a primeira ocorrência

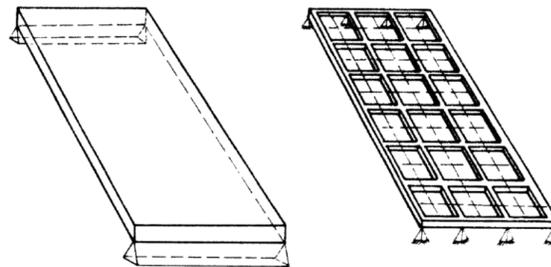
em se eliminar as vigas é a diminuição de inércia, que prejudica o desempenho do pavimento frente às cargas verticais, resultando em maiores deformações. O fato de não haver vigas formando pórticos com os pilares faz com que este sistema seja menos eficiente na presença de carregamentos horizontais, devendo se ter um maior cuidado quanto à estabilidade global destas estruturas. Outro importante problema das lajes sem vigas é a punção, que deve ser combatida adequando-se a espessura das lajes e dimensões dos pilares e/ou usando armaduras específicas.

### 3.3 Modelagem das lajes

As técnicas mais utilizadas para a determinação das forças recebidas pelas lajes são as discretas, dentre elas tem-se a analogia de grelha e o método dos elementos finitos.

Na analogia de grelha a laje é discretizada em uma série de faixas com determinada largura (figura 3.7), que são substituídas por elementos estruturais de barra nos seus eixos, com rigidez à flexão e rigidez à torção referentes às das faixas de lajes por elas representadas, formando assim uma malha ou grelha de barras. As cargas atuantes nas lajes são distribuídas para cada faixa de acordo com a área de influência. A malha pode ser refinada de acordo com o necessário grau de precisão dos resultados.

**Figura 3.7 - Grelha equivalente de uma laje maciça**

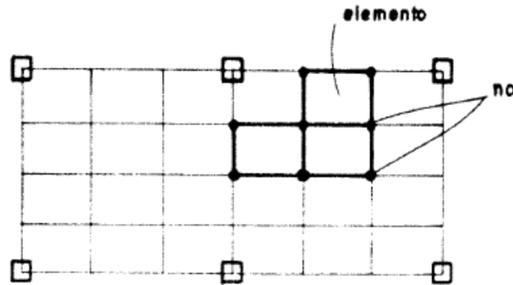


Fonte: Figueiredo Filho (1990)

No método dos elementos finitos (figura 3.8) a laje é discretizada em um número finito de partes ou elementos, de modo que a estrutura inteira é modelada por um agregado de estruturas “simples”, que são conectadas pelos chamados nós, formando as malhas de elementos finitos. As malhas podem ser refinadas conforme a necessidade.

Os elementos finitos são definidos pela sua geometria e pelo número de nós. Desta forma têm-se os elementos triangulares de três a seis nós, elementos retangulares de quatro a oito nós e os elementos isoparamétricos.

**Figura 3.8 - Subdivisão da placa - Método dos Elementos Finitos**



Fonte: Figueiredo Filho (1990)

## 4 AÇÕES DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES DE MÚLTIPLOS ANDARES

A distribuição da ação do vento nas edificações de múltiplos andares e os esforços que nelas surgem são influenciados pelo comportamento dos pavimentos (conjunto de lajes). As ações do vento, para efeito de cálculo, podem ser consideradas aplicadas em cada nível da laje e atuando no seu plano. Portanto a ação do vento será considerada atuando paralela ao plano médio das lajes de cada pavimento.

As lajes possuem comportamento de chapa quando recebem ações paralelas ao seu plano.

Diafragmas são modelos virtuais de estruturas horizontais planas, nos quais uma das funções principais é transferir as forças horizontais atuantes em diferentes pontos da estrutura para os elementos de contraventamento vertical, simulando desta forma o comportamento de chapa das lajes.

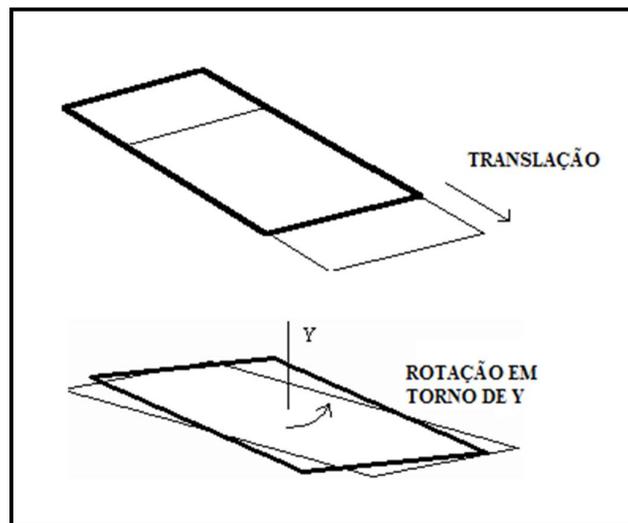
O modelo que define o comportamento das lajes como diafragma rígido fundamenta-se nos seguintes aspectos:

- A contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes em seu próprio plano é considerada nula.
- As lajes são capazes de transmitir os esforços contidos no seu plano médio através de movimentos descritos por um vetor de deslocamento (translação) e um vetor rotação global.
- A estabilidade das estruturas de edifícios sob ações horizontais geralmente é constituída pelo modelo estrutural formado por núcleos de paredes, paredes ou pórticos resistentes, ou ainda, pela associação desses elementos, que em conjunto com as lajes dos pavimentos garantam esse comportamento.
- A materialização deste modelo se dá pela ligação dos elementos resistentes verticais aos elementos resistentes horizontais, portanto, devendo-se dedicar especial atenção a essas ligações, a fim de garantir a transmissão dos esforços entre os elementos, garantindo uma rigidez axial da laje, tal que não se permita a ocorrência de ruptura dessas ligações.

#### 4.1 Diferenças entre diafragma rígido e diafragma flexível

Existem dois modelos matemáticos usados para a distribuição dos esforços horizontais entre os painéis de contraventamento; são eles: diafragma infinitamente rígido ou diafragma rígido (figura 4.1) e diafragma flexível.

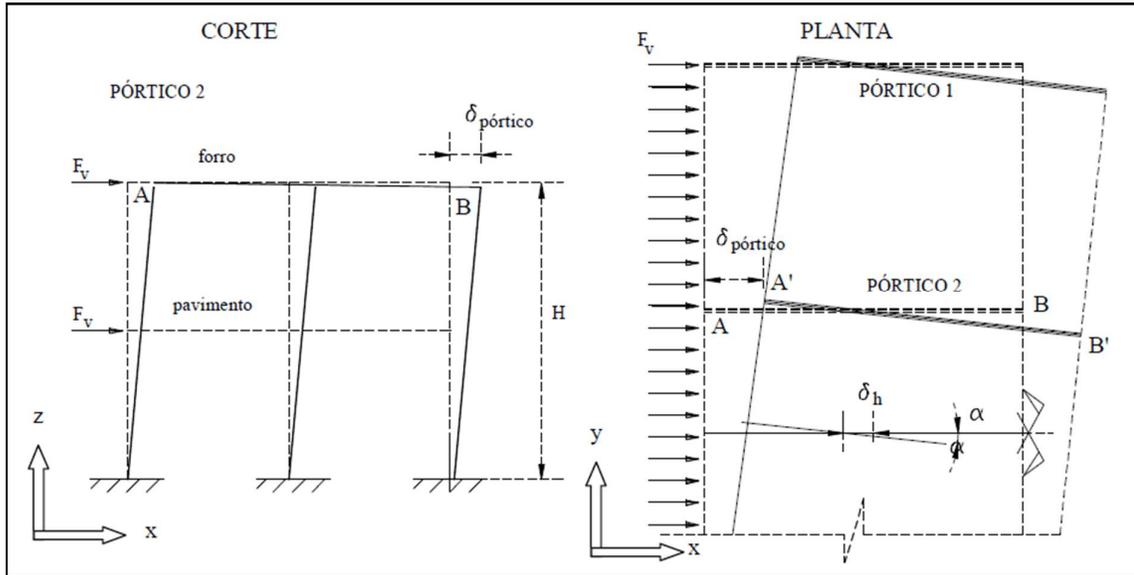
**Figura 4.1 - Formas de Deslocamento e Rotação de um Diafragma Rígido**



Fonte: Adaptado de: Cabrera (2013)

No modelo de diafragma rígido considera-se que as lajes se comportam, na direção do seu plano, como uma viga de grande altura, com rigidez muito elevada, de modo a tornar desprezíveis os deslocamentos relativos horizontais. Deste modo, supõe-se que a laje seja extremamente flexível na direção vertical e extremamente rígida no plano horizontal. Sendo assim, quando uma edificação recebe uma ação horizontal (do vento, por exemplo), esse elemento tem a capacidade de transmitir os esforços entre os pórticos (ou outros elementos de contraventamento) da edificação, de modo proporcional à rigidezes destes, de forma que o pavimento se desloque homogeneamente.

**Figura 4.2 - Estrutura sob a ação de esforço lateral trabalhando como diafragma rígido.**

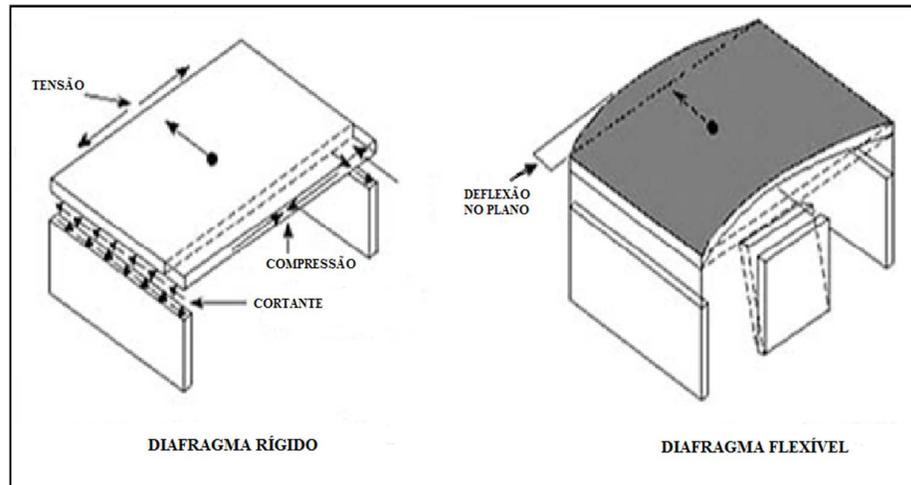


Fonte: Adaptado de: Carvalho e Pinheiro (2009)

Adotar o pavimento como diafragma rígido equivale a considerar que após o deslocamento causado pela ação lateral, a distância entre dois pontos do pavimento não se altera, como ocorre com as distâncias  $AB=A'B'$  indicadas na figura 4.2. Ou seja, isto significa dizer que o pavimento (conjunto de lajes) tem deslocamentos somente de corpo rígido e, portanto, o deslocamento de um ponto contido neste plano é a soma dos deslocamentos oriundos da translação e rotação desses pavimentos.

Ao contrário do diafragma rígido, o diafragma flexível (figura 4.3) considera que ocorre deflexão no plano da laje, e ao defletir as deformações, deslocamentos e rotações são diferentes dos que quando se considera a laje trabalhando como um corpo rígido. Pode-se dizer que após o deslocamento causado pela ação lateral, a distância entre dois pontos do pavimento não se mantém, ou seja, não ocorre um deslocamento homogêneo, mas sim diferencial.

**Figura 4.3 - Diafragma Rígido x Diafragma Flexível**



Fonte: Adaptado de: Cabrera (2013)

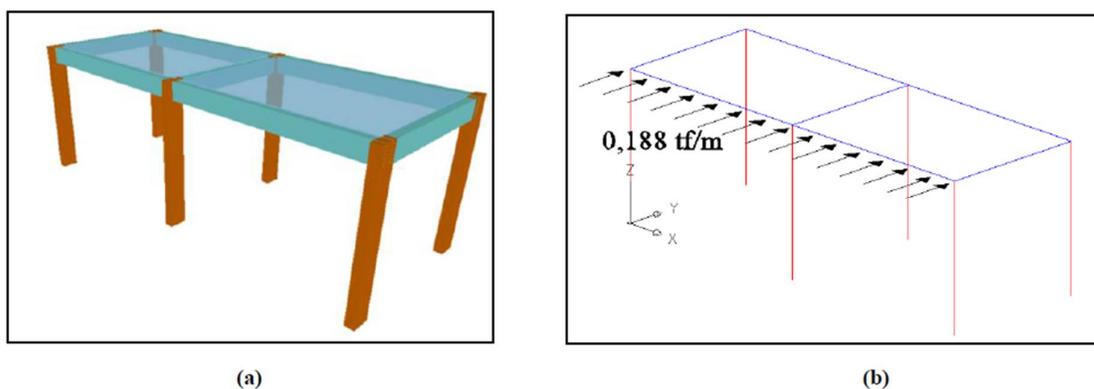
## 4.2 Estudo sobre as simulações do efeito de diafragma rígido

Raymundo (2012), em seu trabalho de mestrado, estudou a determinação de esforços em estruturas pré-fabricadas de modo a promover seu dimensionamento para que funcione corretamente o efeito de diafragma rígido na estrutura.

Analizou inicialmente a interferência da laje trabalhando como diafragma rígido na distribuição de esforços entre os elementos de contraventamento de estruturas de caráter simples. Foram selecionados quatro modelos diferentes, que são aplicados em pórticos tridimensionais, para verificar se o modelo de simulação da laje interfere diretamente na distribuição de esforços nos pórticos.

Todos os modelos são considerados como pórticos tridimensionais de barra, solicitados por uma ação lateral distribuída de vento de 0,188 tf/m (figura 4.4), e suas análises efetuadas no programa STRAP®. Os três elementos de contraventamento (pórticos) possuem a mesma rigidez.

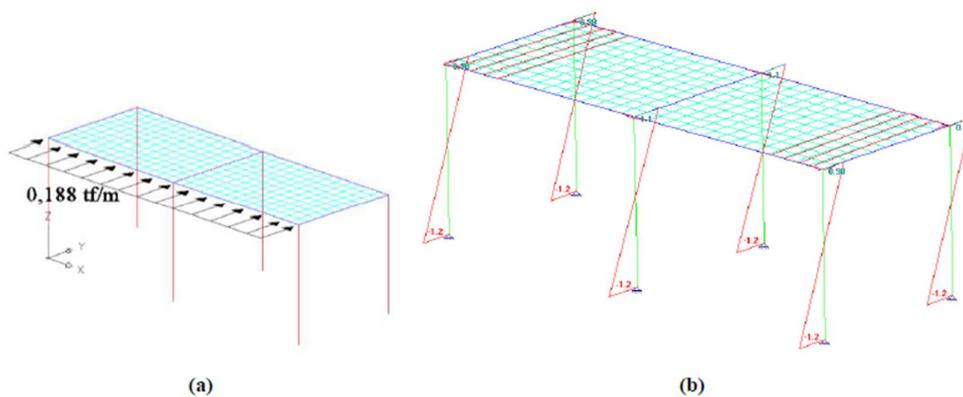
**Figura 4.4 - Estrutura composta de pavimento rígido com vigas e pilares: (a) Esquema em perspectiva volumétrica; (b) Esquema estrutural em barras**



Fonte: Raymundo (2012)

No modelo 1 (figura 4.5) a laje é inserida na estrutura considerando sua representação por barras em ambas as direções, como uma grelha equivalente. O momento obtido na base do pilar foi de 1,2 tf.m.

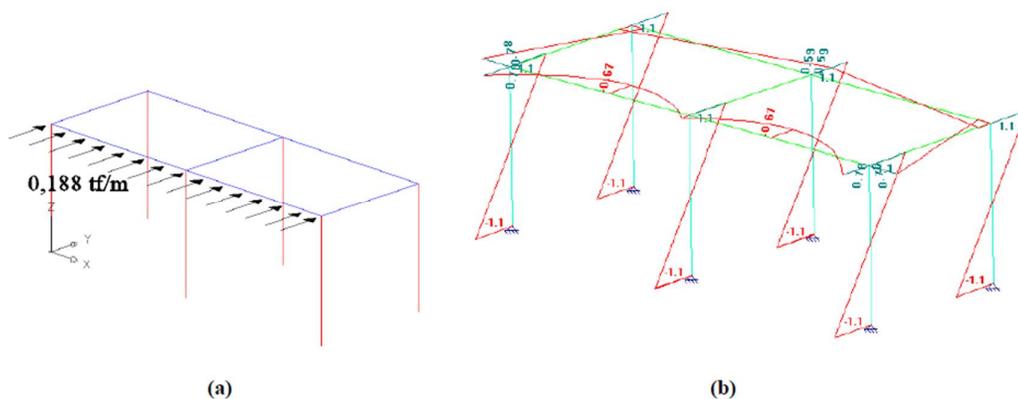
**Figura 4.5 - Modelo 1: estrutura considerada em três dimensões (pavimento representado por grelha). (a) Esquema de ações; (b) Diagrama de momentos fletores nos pilares**



Fonte: Raymundo (2012)

No modelo 2 (figura 4.6) a laje é representada na estrutura de forma a não ser necessária sua inserção no modelo estrutural, através do artifício de aumentar a inércia na direção transversal das vigas que são perpendiculares a ação lateral considerada. O momento obtido na base pilar foi de 1,1 tf.m.

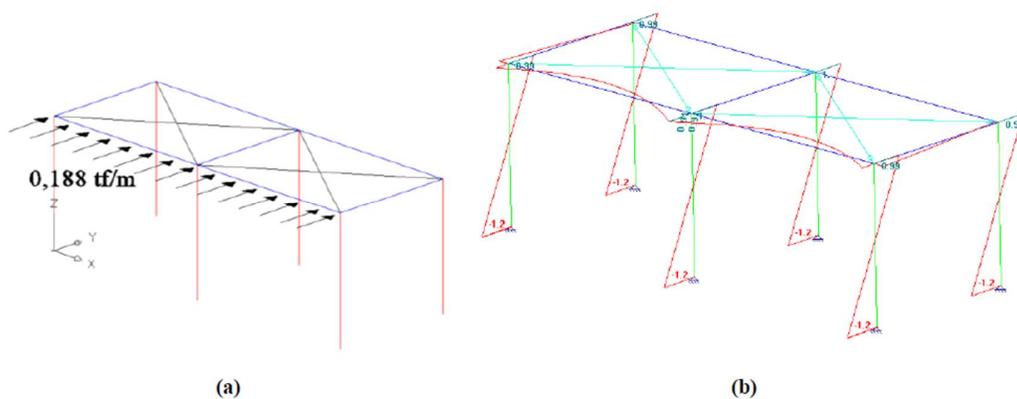
**Figura 4.6 - Modelo 2: pórtico tridimensional em que as vigas possuem inércia transversal elevada. (a) Esquema de ações; (b) Momento fletor nos pilares e vigas de contorno.**



Fonte: Raymundo (2012)

No modelo 3 (figura 4.7) a laje é representada por meio de barras diagonais no pavimento que resistam as forças de tração e compressão inerentes do modelo. Essa representação fica como a de um modelo de bielas e tirantes. O momento obtido na base do pilar foi de 1,2 tf.m.

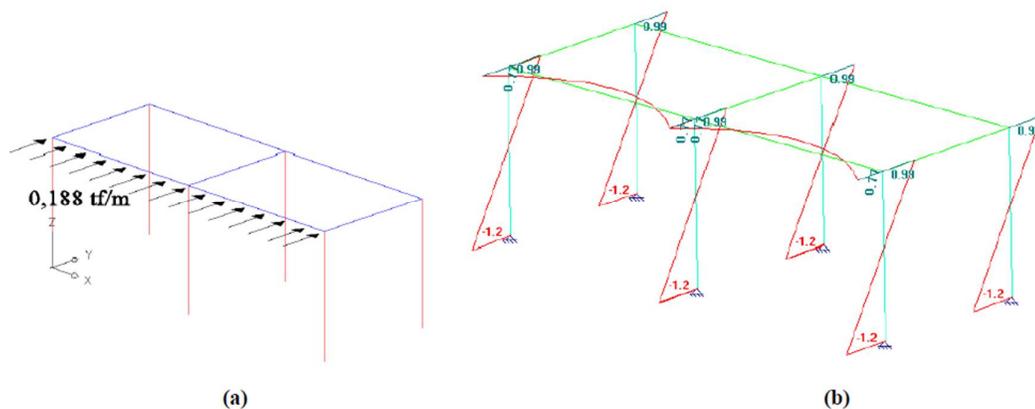
**Figura 4.7 - Modelo 3: pórtico tridimensional com as extremidades dos pilares entre uma andar e o outro ligadas por bielas e tirantes. (a) Esquema de ações; (b) Momento fletor nos pilares.**



Fonte: Raymundo (2012)

No modelo 4 (figura 4.8) a laje foi simulada no pórtico tridimensional utilizando uma ferramenta do programa STRAP® denominada nó mestre. Nessa ferramenta, todos os nós do pavimento (extremidades dos pilares) são atrelados a um único deslocamento, tornando assim um pavimento fictício rígido. O momento obtido na base do pilar foi de 1,2 tf.m.

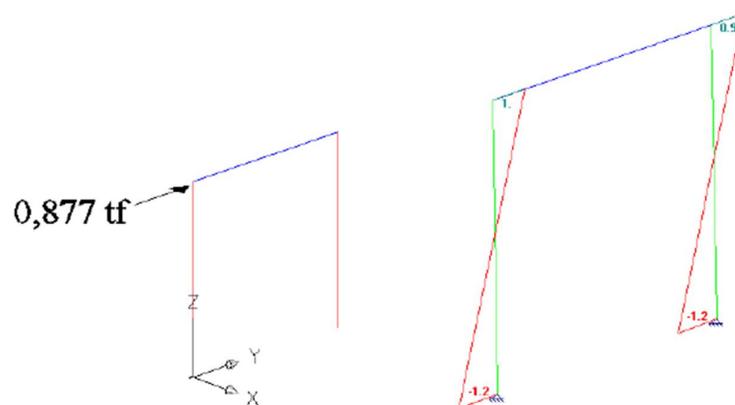
**Figura 4.8 - Modelo 4: Pórtico tridimensional com a consideração do nó mestre. (a) Esquema de ações; (b) Esforços obtidos.**



Fonte: Raymundo (2012)

Como os três pórticos são idênticos, fez-se um teste considerando a utilização de apenas um pórtico (pórtico plano) e um terço do carregamento total aplicado (figura 4.9). Desta forma, pode-se comparar o momento na base obtido pelo pórtico plano com os momentos obtidos pelas análises espaciais. O momento obtido na base do pilar foi de 1,2 tf.m.

**Figura 4.9 - Pórtico plano e esforços de momento fletor na base dos pilares.**

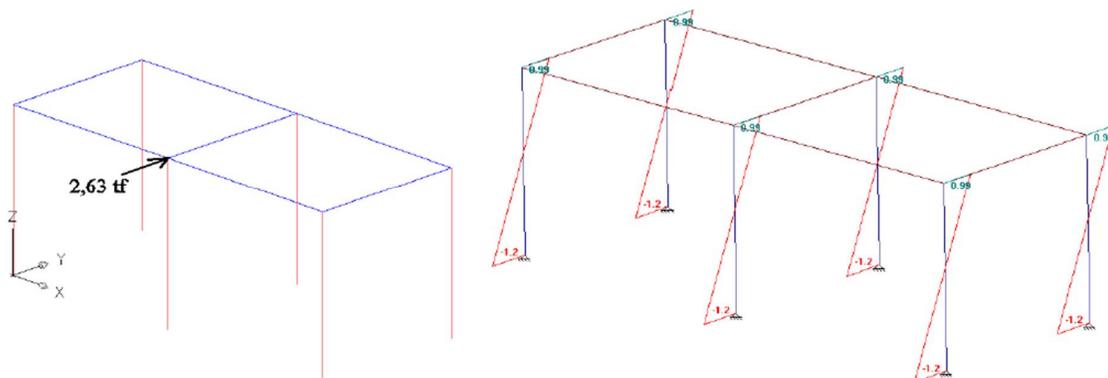


Fonte: Raymundo (2012)

Por fim, fez uma nova análise com o modelo 4 (laje simulada com o nó mestre) considerando agora a ação lateral concentrada somente no centro de gravidade do pavimento (figura 4.10), de modo a observar se a maneira de aplicação da ação influenciará na distribuição dos esforços dos pilares da estrutura que se está analisando. O momento obtido

na base do pilar foi de 1,2 tf.m.

**Figura 4.10 - Pórtico tridimensional com a ação lateral concentrada no centro do pavimento.**



Fonte: Raymundo (2012)

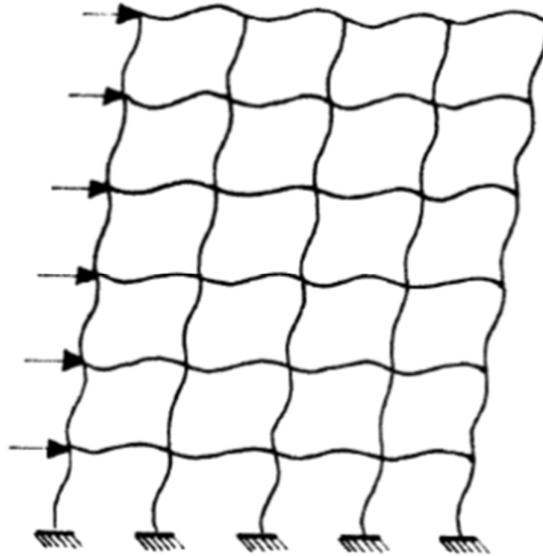
Raymundo (2012) analisa os momentos nas bases dos pilares, e verifica que a variação dos resultados foi irrisória para os diferentes modelos adotados e formas de aplicar a ação de vento na estrutura. Além disso, pode-se provar pela análise do pórtico plano que a ação horizontal está sendo dividida corretamente para os três pórticos resistentes.

### 4.3 Ações de vento em lajes sem vigas

Em estruturas de múltiplos pavimentos com lajes sem viga ocorre uma maior preocupação com a estabilidade global, pois devido à inexistência de vigas para a formação de pórticos rígidos, a estrutura apresenta uma rigidez às ações laterais deficiente quando comparada às estruturas convencionais.

Uma estrutura regular de lajes sem vigas ao ser submetida aos esforços horizontais apresenta a forma deslocada de um pórtico formado por uma linha de pilares em uma direção e as lajes ao longo dessa linha conforme mostrado na figura 4.11. Os pontos de inflexão ocorrem aproximadamente à meia altura dos pilares e no meio dos vãos das placas, para o caso em que as ações verticais não foram consideradas.

**Figura 4.11 - Forma típica de uma estrutura deslocada no plano dos pilares sob ação lateral**



Fonte: Figueiredo Filho (1990)

Existem grandes incertezas acerca da atuação das cargas laterais de vento (tanto da intensidade quanto da frequência), uma vez que são um fenômeno da natureza e ocorrem de forma aleatória, enquanto que para as cargas verticais é possível se estimar com um razoável grau de certeza. Considerando que é economicamente impraticável projetar uma estrutura que seja indestrutível frente às ações laterais, os projetos que contemplam estas ações requerem um estudo que viabilize o custo e a segurança da estrutura.

Para que se assegure um bom desempenho da estrutura em serviço existem algumas condições que devem ser consideradas no projeto para essas ações, e elas estão relacionadas com: o deslocamento lateral, principalmente quando este afeta a estabilidade da estrutura, e a fissuração dos elementos; os movimentos verticais relativos entre os pilares (recalques), especialmente quando afetam a fissuração dos elementos, e o movimento de oscilação da estrutura de edifícios altos quando afeta o conforto dos ocupantes.

Neste sistema estrutural uma das principais preocupações que se tem é quanto à ligação da laje com o pilar. As cargas aplicadas nas lajes serão transmitidas aos pilares através das ligações; como o contato entre estes elementos estruturais é limitado ocorre uma concentração de esforços nesta região de ligação. Este problema é agravado quando a laje transfere momento para os pilares (deslocamentos horizontais dos pisos influenciam substancialmente nos momentos dos pórticos), principalmente naqueles localizados nas bordas e nos cantos de painéis externos, podendo causar a ruptura do sistema por

deslocamentos horizontais excessivos, por flexão ou punção da ligação laje-pilar.

Uma das alternativas utilizadas para resistir aos esforços laterais são os sistemas de núcleos rígidos (poços de elevadores, caixas de escadas, pilares parede, etc.), os quais absorvem grande parte das forças horizontais por possuírem grandes rigidezes. Entretanto esse tipo de solução gera dificuldades, como a colocação de núcleos em número suficiente e em lugares adequados.

Desta forma, existe muito interesse em estudar as modelagens nas quais as lajes são consideradas no modelo tridimensional, resistindo às cargas laterais e contribuindo no contraventamento da estrutura, possibilitando uma análise que dispense o uso desses núcleos.

## **5 MODELAGEM ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS COM LAJES SEM VIGAS**

A análise estrutural de edifícios de múltiplos andares tem como objetivo maior buscar modelos que representem o comportamento real dessas estruturas em serviço da forma mais precisa possível. Nessa busca diversos modelos foram desenvolvidos, partindo desde modelos muito simples como o modelo de vigas contínuas até modelos mais representativos como o caso dos pórticos tridimensionais completo, cabendo ao engenheiro ponderar e adotar o que melhor possa representar a estrutura em análise.

Neste capítulo serão abordados os métodos mais conhecidos e utilizados para modelagem de edifícios de múltiplos andares de concreto armado com sistema de lajes sem vigas frente às ações laterais.

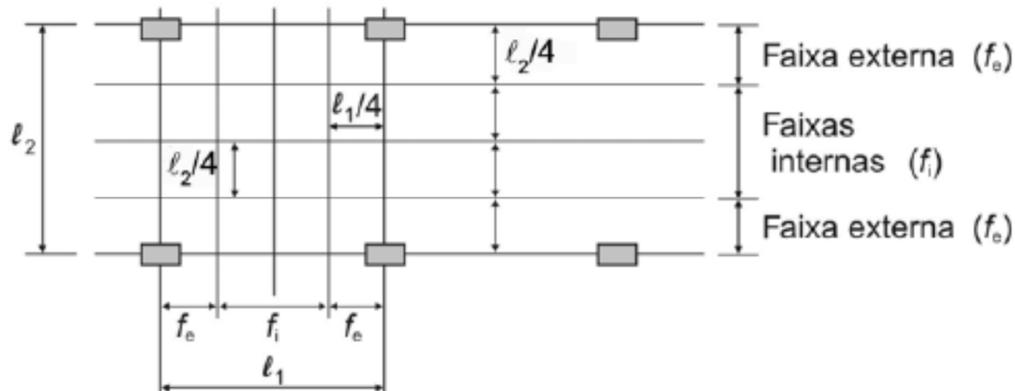
### **5.1 Modelos Aproximados**

Entre os métodos aproximados mais utilizados está o Método dos Pórticos Equivalentes. Permite obter de forma direta os esforços sobre os pilares, tanto os de origem gravitacional como os de origem do vento ou sismo.

Este método originalmente foi concebido para análises apenas de carregamentos verticais, porém vários estudos apontaram que pode ser aplicado para forças horizontais desde que sejam feitas considerações quanto à rigidez da ligação laje-pilar.

Para os carregamentos verticais, o Método de Pórticos Equivalentes consiste em dividir a estrutura longitudinal e transversalmente em pórticos constituídos por pilares e por trechos de lajes compreendidos entre as linhas médias de painéis, e para o cálculo dos pórticos é adotada a carga total (figura 5.1).

**Figura 5.1 - Distribuição de Pórticos**



Fonte: NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

Existem limitações para a utilização deste método: os vãos devem ser pouco diferentes, os pilares devem estar dispostos de maneira regular, em filas ortogonais, podendo apresentar no máximo um desvio de 10% em relação ao alinhamento dos demais. Para casos em que a estrutura diverja dessas limitações (lajes bastante irregulares, com pilares desalinhados e presença de grandes aberturas) é recomendável o uso de métodos mais refinados, como a analogia de grelhas ou o método dos elementos finitos.

A aplicação desse método para cargas horizontais consiste em distribuir a ação lateral entre os pórticos de modo que fiquem minimizados os erros de compatibilidade de deslocamentos entre eles, ou seja, que os deslocamentos laterais de cada um sejam os mais próximos possíveis.

Na análise dos pórticos sob ações horizontais todos os pisos devem ser considerados. Apenas quando submetidos a cargas verticais pode ser feita uma análise de cada piso separadamente desde que os pilares sejam considerados fixos em suas extremidades.

A principal dificuldade na análise de pórtico equivalente frente à carga horizontal está em determinar a rigidez da ligação da viga equivalente da faixa de laje com o pilar do pórtico. A transferência de forças nesta zona compreende esforços de flexão, torção, cortante e normal, e se complica mais pelos efeitos de fissuração do concreto que reduz as rigidezes. A incerteza é de como se considera que a laje, agindo como viga no pórtico equivalente, se liga ao pilar.

Embora não se tenha desenvolvido uma teoria satisfatória para modelar a rigidez da união laje-pilar, na prática se utilizam ao menos dois métodos. O primeiro se baseia em uma largura de laje efetiva que é menor que a largura real, com o intuito de reduzir a rigidez da

laje para efeito de análise. O outro método é modelar a rigidez da ligação viga-pilar com base em um elemento de torção. Esses métodos são apresentados em seguida.

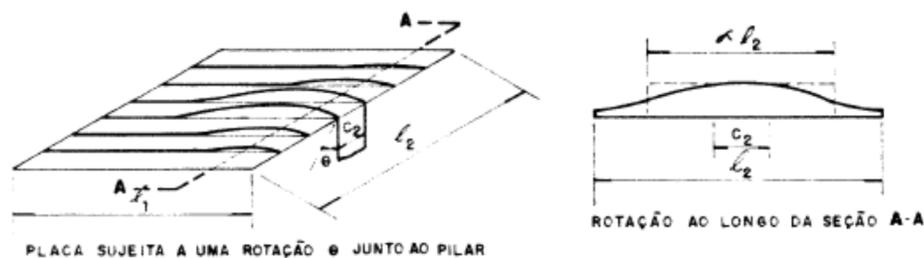
### 5.1.1 Largura de laje efetiva

As faixas de lajes sem vigas definidas pelo Método dos Pórticos Equivalentes não conseguem contribuir com sua largura total para a rigidez da ligação laje-pilar. Assim surge o conceito de “largura de laje efetiva” que seria a largura de laje que de fato influi nessa rigidez.

Segundo Figueiredo Filho (1990) essa porção de laje – considerada como uma viga de largura equivalente, juntamente com os pilares, forma um pórtico plano que resiste aos esforços atuantes e limita a rotação do sistema laje-pilar devida à torção e à flexão. A estrutura real é composta por uma série desses pórticos

Para se obter a largura efetiva da laje multiplica-se sua largura total por um fator  $\alpha$  menor que a unidade. Uma maneira de se determinar  $\alpha$  seria igualar as áreas sob os dois diagramas da figura 5.2, de forma que a viga equivalente tenha uma largura  $\alpha l_2$  com a mesma rigidez da laje. Os valores de  $\alpha$  têm sido calculados por diversos pesquisadores, apresentados em gráficos ou tabelas. O método é de fácil aplicação, pois é só multiplicar  $l_2$  por  $\alpha$  e proceder a análise do pórtico por qualquer meio.

Figura 5.2 - Vista esquemática de parte do elemento



Fonte: Figueiredo Filho (1990)

### 5.1.2 Elemento de torção transversal

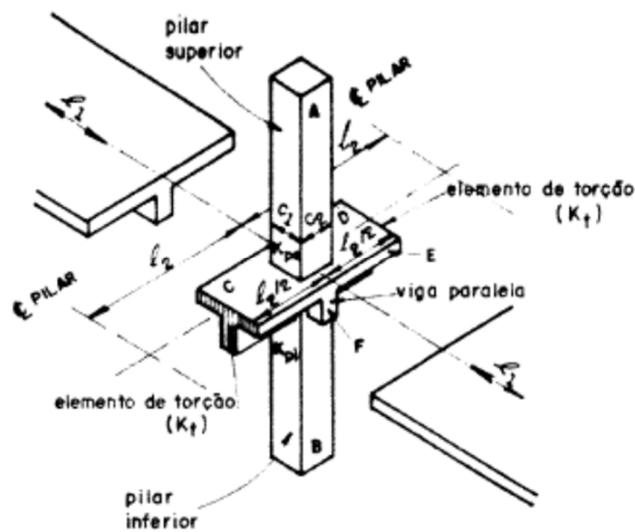
Este método utiliza um elemento de torção para transmitir os momentos entre a laje e

o pilar, tratando conjuntamente a rigidez desses dois elementos na junção entre eles. É utilizado pelo ACI no método dos pórticos equivalentes, chamado de pilar equivalente.

O modelo de torção é de aplicação mais geral que o modelo de vigas equivalentes, pois embora as formulações para determinação da rigidez sejam bastante intuitivas, foram derivadas de diversos estudos e com algum suporte experimental que incluíram lajes sem vigas, lajes sem vigas com capiteis e lajes convencionais. Inicialmente foi desenvolvido para análises apenas de ações verticais, porém pode e tem sido empregado para análise de esforços horizontais.

Figueiredo Filho (1990) descreve que o modelo de torção considera que as porções de laje (CD) ligadas às duas faces dos pilares (AB) que se estendem de cima e baixo da laje, mais vigas transversais, se houver, compõem o elemento de torção (pilar equivalente), mostrado na figura 5.3.

**Figura 5.3 - Pilar equivalente - pilares mais elementos de torção**



Fonte: Figueiredo Filho (1990)

A rigidez da ligação é determinada considerando que elementos de torção sofram somente rotações devidas à torção, e são rígidos para quaisquer outras situações. Na transferência de momento, parte ocorre diretamente entre o pilar e a largura  $C_2$ , e o restante é transferido através do elemento de torção.

No cálculo da rigidez do elemento de torção deve-se considerar ainda o momento de inércia efetivo da laje, com vista à fissuração.

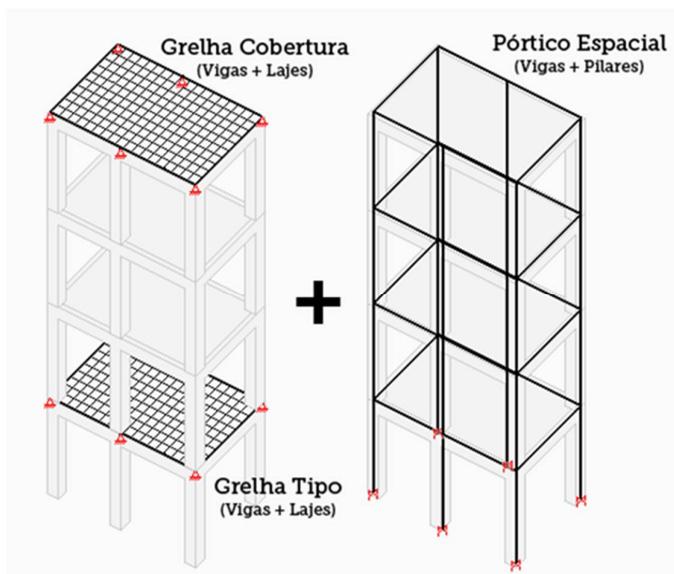
## 5.2 Modelos refinados

Os métodos refinados têm um grau de complexidade maior inerente, necessitando de auxílio computacional para a execução das análises, e na atualidade, programas que analisam, dimensionam e detalham são usados de modo extensivo por todos os profissionais, sendo assim, a apresentação dos modelos a seguir terá uma tendência em expor as considerações que os programas fazem nas modelagens.

A modelagem mais representativa utilizada atualmente é o pórtico tridimensional, o qual pode ser simplificado ou completo.

O pórtico tridimensional simplificado (figura 5.4) é composto apenas pelas vigas e pilares, as lajes não fazem parte do modelo global do edifício, desta forma não recebem esforços oriundos das ações horizontais. As lajes são analisadas isoladamente, podendo ser discretizadas em grelhas de elementos de barra ou em elementos finitos. Os esforços obtidos desta análise são transferidos posteriormente para o pórtico para a análise dos carregamentos verticais no modelo global.

**Figura 5.4 - Pórtico Tridimensional Simplificado**



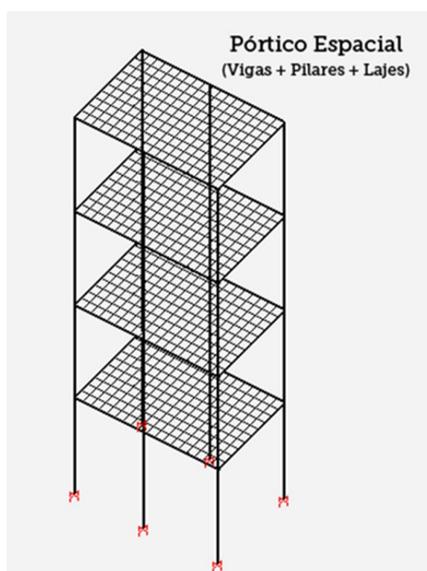
Fonte: TQS (2015)

No caso das lajes sem vigas, o pórtico tridimensional é composto apenas por pilares, interligados por barras fictícias com grande rigidez axial (diafragma rígido) e rigidez à flexão desprezível. Para estruturas convencionais o diafragma rígido é simulado por meio do

enrijecimento lateral das vigas. Com o objetivo de incluir o efeito das lajes no pórtico espacial, alguns calculistas utilizam adicionar vigas-faixa no modelo, porém isto requer experiência do profissional.

No modelo de pórtico tridimensional completo (figura 5.5) são considerados todos os elementos (lajes, vigas e pilares) na análise, as lajes possuem uma participação mais efetiva na interação dos esforços e deslocamento com os demais elementos estruturais, sendo isto possível através da consideração da sua rigidez transversal à flexão. Neste modelo as lajes também podem ser discretizadas como malha de elementos de barra ou malha de elementos finitos.

**Figura 5.5 - Pórtico Tridimensional Completo**



Fonte: TQS (2015)

Nas malhas de laje, devido à presença dos seis graus de liberdade por nó, além dos efeitos da flexão e cisalhamento, as lajes também estarão submetidas a esforços normais. Desta forma o efeito de diafragma rígido é simulado de maneira mais precisa, principalmente no caso das lajes sem vigas, em que a contribuição da laje no contraventamento da estrutura resulta em um melhor comportamento.

Os programas comerciais de análise, dimensionamento e detalhamento consideram as lajes trabalhando apenas como diafragmas rígidos. As considerações de diafragma flexível ainda não foram implantadas nesses softwares devido ao alto custo computacional, sendo apenas possível utilizar em programas de análise estrutural.

### **5.3 Recomendações normativas**

A seguir são descritas as recomendações acerca da consideração das cargas horizontais na análise das lajes sem vigas feitas pelas normas Brasileira (NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)), Europeia (Eurocódigo 2 (EN1992-1-1, 2004)) e Americana (ACI 318-08 (ACI Committee, 2007)).

#### **5.3.1 Norma Brasileira (NBR 6118:2014)**

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) diz que a análise estrutural de lajes lisas e cogumelo deve ser realizada mediante emprego de procedimento numérico adequado, como, por exemplo, diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno.

Traz o Método dos Pórticos Equivalentes para a análise dos carregamentos verticais, porém não há nenhuma tratativa quanto ao seu uso para carregamentos horizontais.

#### **5.3.2 Norma Européia (Eurocódigo 2)**

O Anexo I do Eurocódigo 2 Parte 1.1 (EN1992-1-1, 2004) recomenda que as lajes apoiadas em pilares (com e sem capitel) devem ser analisadas utilizando um método comprovado, como o método das grelhas (na qual a laje é idealizada como um conjunto de elementos discretos interligados), o dos elementos finitos, o das charneiras plásticas ou o do pórtico equivalente, devendo ser adotadas as adequadas propriedades geométricas e dos materiais.

Descreve o Método dos Pórticos Equivalente e recomenda que a rigidez dos elementos pode ser calculada a partir das seções transversais brutas. Para cargas verticais, a rigidez pode basear-se na largura total dos painéis. Para carga horizontal, deve-se utilizar-se 40% desse valor para garantir maior flexibilidade das ligações entre os pilares e as lajes das estruturas de lajes lisas quando comparada com a das ligações pilares-vigas. A carga total no painel deve ser considerada na análise em cada direção.

### **5.3.3 Norma Americana (ACI 318-08)**

No item R13.5.1 do ACI-318 (ACI Committee, 2007) é especificada a utilização de dois métodos de análise de carga gravitacional em sistemas de lajes armadas em duas direções: o método de cálculo direto e o método de pórtico equivalente. As disposições feitas para ambos os métodos é que sua aplicação está limitada a pórticos ortogonais submetidos apenas a cargas gravitacionais, podendo ser aplicados a lajes armadas em duas direções com vigas, lajes lisas e cogumelo.

Relata que o calculista pode modelar a estrutura para análises de cargas laterais usando estes mesmos métodos, desde que demonstre cumprir com as condições de equilíbrio e compatibilidade geométrica, e que ofereça resultados que concordem razoavelmente com os dados disponíveis de ensaios. As abordagens aceitáveis incluem o modelo de elementos finitos com elementos de placa com características de flexão, o modelo da largura efetiva de viga e o método dos pórticos equivalentes. Em todos os casos, a rigidez dos elementos estruturais deve ser reduzida para considerar a fissuração.

## 6 DESCRIÇÃO DOS CRITÉRIOS E MODELAGENS

Os modelos estudados neste trabalho foram analisados pelo sistema CAD/TQS (TQS, 2015) versão V18.16.12. Este sistema é formado por um conjunto de ferramentas para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas de concreto, em que o processamento é efetuado nos diversos sistemas, e os dados são intercambiados.

Resumidamente, o funcionamento do programa consiste em entrar com os dados da estrutura, como parâmetros de dimensionamento, dimensões verticais, dados de materiais e carregamentos permanentes e acidentais. Pode se realizar o processamento com a escolha de diversos modelos estruturais para o cálculo do pavimento. Desta forma é também nesta etapa que se define qual o modelo global para a análise da estrutura.

Então se definem as geometrias das diversas plantas do edifício através de um modelador estrutural. Com base nesse lançamento de dados, o sistema gera e calcula automaticamente modelos matemáticos, compostos por grelhas e pórticos espaciais, que simulam o comportamento de toda a estrutura. O programa fornece diagramas de esforços e deslocamentos, bem como relatórios detalhados, para facilitar a interpretação dos resultados oriundos do processamento. A partir desses esforços obtidos, o sistema automaticamente dimensiona e detalha as armaduras necessárias em cada um dos elementos estruturais, podendo o engenheiro alterar esses detalhamentos posteriormente, por meio de editores.

A seguir são descritas as principais considerações adotadas nas análises do CAD/TQS.

### 6.1 Normas em uso

Na análise, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais deste edifício foram utilizadas as prescrições indicadas pelas seguintes normas:

- NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;

- NBR 6120:1980 (ABNT, 1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento;
- NBR 6123:1988 (ABNT, 1988) - Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento;
- NBR 8681:2003 (ABNT, 2003) - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

## 6.2 Não-linearidade física

O CAD/TQS permite que a consideração da não linearidade física seja feita por dois métodos que são: o aproximado com a redução da rigidez dos elementos e o cálculo mais refinado a partir das relações momento-curvatura ou normal-momento-curvatura pelo Pórtico Não Linear Físico e Geométrico (NLFG). Como no modelo refinado há a necessidade de se fazer o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, neste trabalho adotou-se o modelo aproximado.

Os valores para redução das rigidezes utilizados são os prescritos pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)  $0,8E_{ci} \cdot l_c$  para pilares,  $0,4E_{ci} \cdot l_c$  para vigas e  $0,3E_{ci} \cdot l_c$  para lajes.

## 6.3 Estabilidade global

Os parâmetros de estabilidade mais comuns utilizados para avaliação da estrutura perante o Estado Limite Último de Instabilidade são o coeficiente  $\gamma_z$  e o coeficiente  $\alpha$ ; ambos são calculados pelo sistema CAD/TQS, que apresenta também um terceiro parâmetro chamado FAVt.

### 6.3.1 Coeficiente $\gamma_z$

O cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  presente no sistema CAD/TQS segue a formulação descrita pelo item 15.5.3 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), que definiu que este coeficiente não leva em consideração os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais (calculado

para casos de vento). O valor de  $\gamma_z$  é dado pela expressão:

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

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

$\Delta M_{1,\text{tot,d}}$  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.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição de  $\gamma_z \leq 1,1$ , e de nós móveis se  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ .

### 6.3.2 Coeficiente FAVt

O coeficiente FAVt (fator de amplificação de esforços horizontais) é exclusivo do Sistema CAD/TQS. É calculado para cada combinação de ELU definida no edifício, utilizando-se exatamente a mesma formulação do coeficiente  $\gamma_z$ , porém além dos deslocamentos provocados pela ação do vento, também considera os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais; desta forma a única parcela que é calculada de maneira diferente em relação ao  $\gamma_z$  é o  $\Delta M_{\text{tot,d}}$ . O valor de FAVt é dado pela expressão:

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

$\Delta M_{\text{tot,d}}$  neste caso é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, devido às ações verticais e horizontais, obtidos da análise de primeira ordem;

Em situações em que os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no sentido do vento, FAVt é maior que  $\gamma_z$ ; neste caso o Sistema CAD/TQS opta pelo

coeficiente FAVt como o majorador de esforços de primeira ordem. Em situações contrárias, isto é, quando os deslocamentos oriundos das cargas verticais atuam em sentido oposto a do vento (favorecendo a estabilidade do edifício), o FAVt é menor que o  $\gamma_z$ ; desta forma o sistema adota o  $\gamma_z$  automaticamente como majorador de esforços, descartando o FAVt.

### 6.3.3 Parâmetro de Instabilidade ( $\alpha$ )

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  não permite estimar os efeitos de segunda ordem, ele apenas avalia a estabilidade global de estruturas de concreto. O sistema CAD/TQS segue a formulação definida pelo item 15.5.2 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), que diz que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que  $\alpha_1$ , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{\text{total}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \leq \alpha_1$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n, \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4$$

$\alpha_1 = 0,7$ , para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede;

$\alpha_1 = 0,5$ , para contraventamento constituído só por pórticos.

$n$  é o número total de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{\text{total}}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da estrutura ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$N_k$  é a somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para cálculo do  $H_{\text{total}}$ ), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$  é a somatória das rigidezes de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs} I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

Este parâmetro não se aplica a estruturas substancialmente assimétricas, ou que apresentem deslocamentos horizontais consideráveis sob ação das cargas verticais.

## 6.4 Análise de segunda ordem global

O software disponibiliza duas formas de calcular os efeitos globais de segunda ordem: pela análise aproximada ( $0,95 \cdot \gamma_z$ ) indicada no item da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), e pela análise não linear geométrica (P- $\Delta$  em dois passos).

A análise aproximada indica o próprio  $\gamma_z$  como majorador dos momentos de primeira ordem. Após a análise de primeira ordem e obtido o coeficiente  $\gamma_z$ , o valores dos momentos de segunda ordem pode ser conseguido pela majoração adicional do momento de primeira ordem por  $0,95 \cdot \gamma_z$ . A não linearidade física deve ser considerada e esse processo só é válido para  $\gamma_z \leq 1,30$ .

O processo P- $\Delta$  é um método iterativo para a análise global de segunda ordem, que considera tanto a não linearidade física quanto a geométrica. De maneira simplificada, o processo clássico funciona da seguinte forma: na primeira etapa é feita uma análise linear de primeira ordem, obtendo-se os deslocamentos de cada pavimento; na segunda etapa são considerados os efeitos dos deslocamentos horizontais calculados na etapa anterior; esses deslocamentos laterais são transformados em forças horizontais equivalentes que são somadas às atuantes e se faz novamente uma análise de primeira ordem (estrutura na posição inicial, configuração não deformada). Essas etapas são repetidas (processo iterativo) até se obter o equilíbrio final da estrutura, ou seja, quando os valores dos deslocamentos das iterações passem a convergirem.

No sistema CAD/TQS, o que se chama de P- $\Delta$  consiste numa análise não linear geométrica em que os efeitos de 2ª ordem são calculados de forma bastante minuciosa. Trata-se de um processo numérico que busca a posição final de equilíbrio da estrutura de forma iterativa, por meio de sucessivas correções na matriz de rigidez (incorporação da matriz de rigidez geométrica [Kg]), de tal forma a flagrar o aparecimento de esforços adicionais na estrutura à medida que a estrutura se deforma.

Essa análise não linear geométrica, denominada de agora em diante apenas por "P- $\Delta$ ", foi inteiramente desenvolvida pelo Eng. Sérgio Pinheiro Medeiros. A convergência desse processo é estabelecida por meio de tolerâncias definidas nos critérios gerais.

Por ser um método mais refinado, nas análises efetuadas neste trabalho optou-se pelo processo P- $\Delta$  para a determinação dos esforços de segunda ordem.

## 6.5 Carregamentos adotados

Os carregamentos adotados correspondem a valores usuais para edifícios residenciais. Os carregamentos verticais estão de acordo com a norma NBR 6120:1980 (ABNT, 1980 - “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”) e os horizontais com a NBR 6123:1988 (ABNT, 1988 - “Forças devidas ao vento em edificações”), e são apresentados para cada estrutura estudada.

O programa CAD/TQS faz a consideração de peso próprio dos elementos estruturais automaticamente.

## 6.6 Modelagens

Serão utilizadas duas modelagens distintas, disponibilizadas pelo sistema CD/TQS, para analisar cada uma das estruturas propostas nos capítulos seguintes. Esses modelos estruturais globais, intitulados como Modelo IV (pórtico tridimensional simplificado) e Modelo VI (pórtico tridimensional completo), terão suas considerações apresentadas.

É efetuada de forma automática pelo programa a geração dos modelos numéricos (discretização da malha de barras das grelhas de cada pavimento, geração do pórtico espacial, as forças que simulam a ação de vento, etc.) utilizados no cálculo da estrutura.

A modelagem dos pórticos será feita com elementos de barra, as lajes também são discretizadas em grelhas de elementos de barra, e os núcleos rígidos são representados por uma barra com a rigidez flexional e axial equivalente ao da seção transversal do núcleo.

O comportamento das lajes frente aos carregamentos horizontais de vento é o de diafragma rígido, e se considerou as estruturas engastadas no solo.

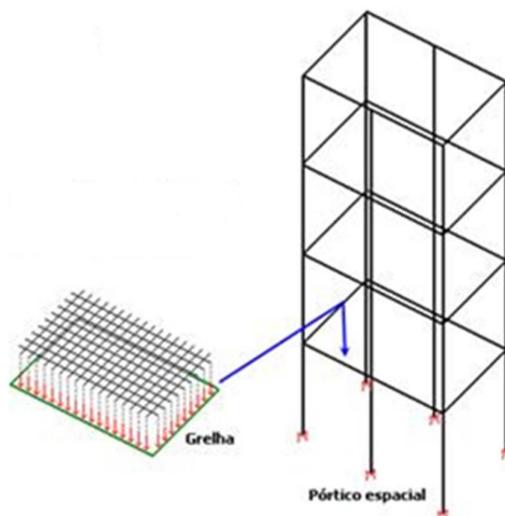
### 6.6.1 Modelo IV

Esta modelagem (figura 6.1) consiste em dois modelos de cálculo: um modelo de grelha para os pavimentos e um modelo de pórtico espacial para a análise global.

O comportamento estrutural de cada pavimento é analisado separadamente através de modelos de grelha (três graus de liberdade), nos quais as lajes são integralmente consideradas, junto com as vigas e os apoios formados pelos pilares existentes. Nesta análise são calculados somente os efeitos gerados pelas ações verticais, e os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas são transferidos como cargas para o pórtico espacial, ocorrendo uma integração entre os modelos (pórtico e grelha).

Na análise global, o edifício é modelado por um único pórtico espacial, que será composto apenas por barras que simulam as vigas, pilares e núcleos da estrutura, além da consideração do diafragma rígido formado nos planos de cada pavimento (lajes). A rigidez à flexão das lajes foi desprezada na análise de esforços horizontais (vento).

**Figura 6.1 - Modelo IV (TQS)**



Fonte: Manual TQS

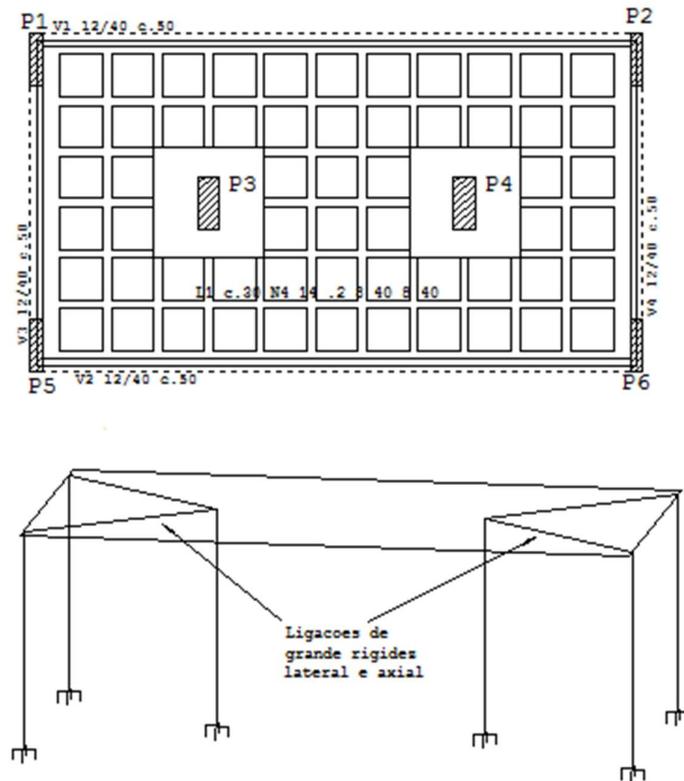
Todos os pavimentos da estrutura são considerados na modelagem do pórtico tridimensional, para a avaliação dos efeitos das ações horizontais e os efeitos de redistribuição de esforços em toda a estrutura devido aos carregamentos verticais.

As cargas verticais atuantes nas vigas e pilares do pórtico são extraídas de modelos de grelha de cada um dos pavimentos e são analisados conjuntamente com os carregamentos

horizontais no modelo tridimensional.

Os efeitos de diafragma rígido são simulados nesse modelo por meio do enrijecimento das vigas à flexão lateral no caso de estruturas convencionais compostas por pórticos rígidos (viga e pilar), e no caso das lajes lisas, nas quais os pilares sustentam diretamente as lajes sem receber o apoio de vigas, são criadas barras adicionais com grande rigidez axial e pequena rigidez à flexão ligando os pilares próximos, conforme a representação da figura 6.2.

**Figura 6.2 - Barras fictícias para simulação do diafragma rígido em lajes lisas**



Fonte: Manual TQS

Quanto ao uso de vigas-faixa, ao se inserir uma viga-faixa no modelo, o programa considera, no modelo ELU (Estado Limite Último), o coeficiente de não linearidade física para vigas. Pode-se definir um ponderador de rigidez à flexão para vigas-faixa presentes na grelha. Isso pode ser utilizado, por exemplo, para simular o acréscimo de rigidez em vigas-faixa protendidas.

Neste trabalho, não se adotou ponderador de rigidez à flexão nos modelos em que se fez o uso de vigas-faixa para considerar a laje no pórtico tridimensional. Empregou-se o valor da redução referente a vigas (40%) já admitido pelo programa, justificado pelo comportamento

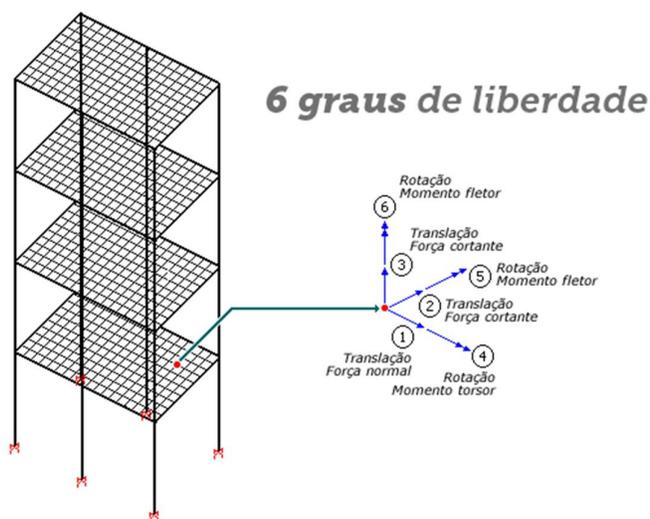
das faixas de lajes utilizadas nos modelos ser semelhante ao de vigas contínuas no que se refere aos momentos fletores e armaduras, considerando que o detalhamento se realize obedecendo aos critérios e recomendações de modelo simplificado, conforme NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), item 14.7.8.

### 6.6.2 Modelo VI

Este modelo consiste em um único modelo de cálculo em que o edifício é modelado por um pórtico espacial único, composto por elementos que simulam as vigas, os pilares e as lajes da estrutura para os quais são calculados efeitos oriundos das ações verticais e horizontais.

No Modelo VI (figura 6.3), as malhas de barras das lajes estão inseridas no próprio modelo espacial. Assim, uma vez aplicadas às ações no pórtico, todo o conjunto (vigas, pilares e lajes) se deforma de uma maneira totalmente compatível, distribuindo as solicitações entre os elementos de acordo com o equilíbrio espacial de toda a estrutura. Desta forma, as lajes de todos os pisos passam a participar efetivamente do modelo, além de terem o efeito de diafragma rígido simulado de forma mais precisa, passam a resistir parte dos esforços gerados pelas cargas horizontais, e para algumas tipologias de estrutura, como é o caso das lajes lisas, desde que submetidas a solicitações compatíveis com a sua resistência, neste modelo as lajes passam a contribuir com a rigidez global da estrutura.

**Figura 6.3 - Pórtico tridimensional - Modelo VI (TQS)**



Fonte: TQS (2015)

Devido à presença dos seis graus de liberdade por nó, além dos efeitos da flexão e cisalhamento, as lajes também estarão submetidas a esforços normais. Com isso, ações como a retração, temperatura e a protensão poderão ser simuladas com melhores condições de contorno. Da mesma forma, será possível averiguar, com mais precisão, situações em que o equilíbrio da estrutura gere esforços normais no plano das lajes.

## **7 ANÁLISES DO MODELO COM SISTEMA DE LAJES LISAS E PILARES**

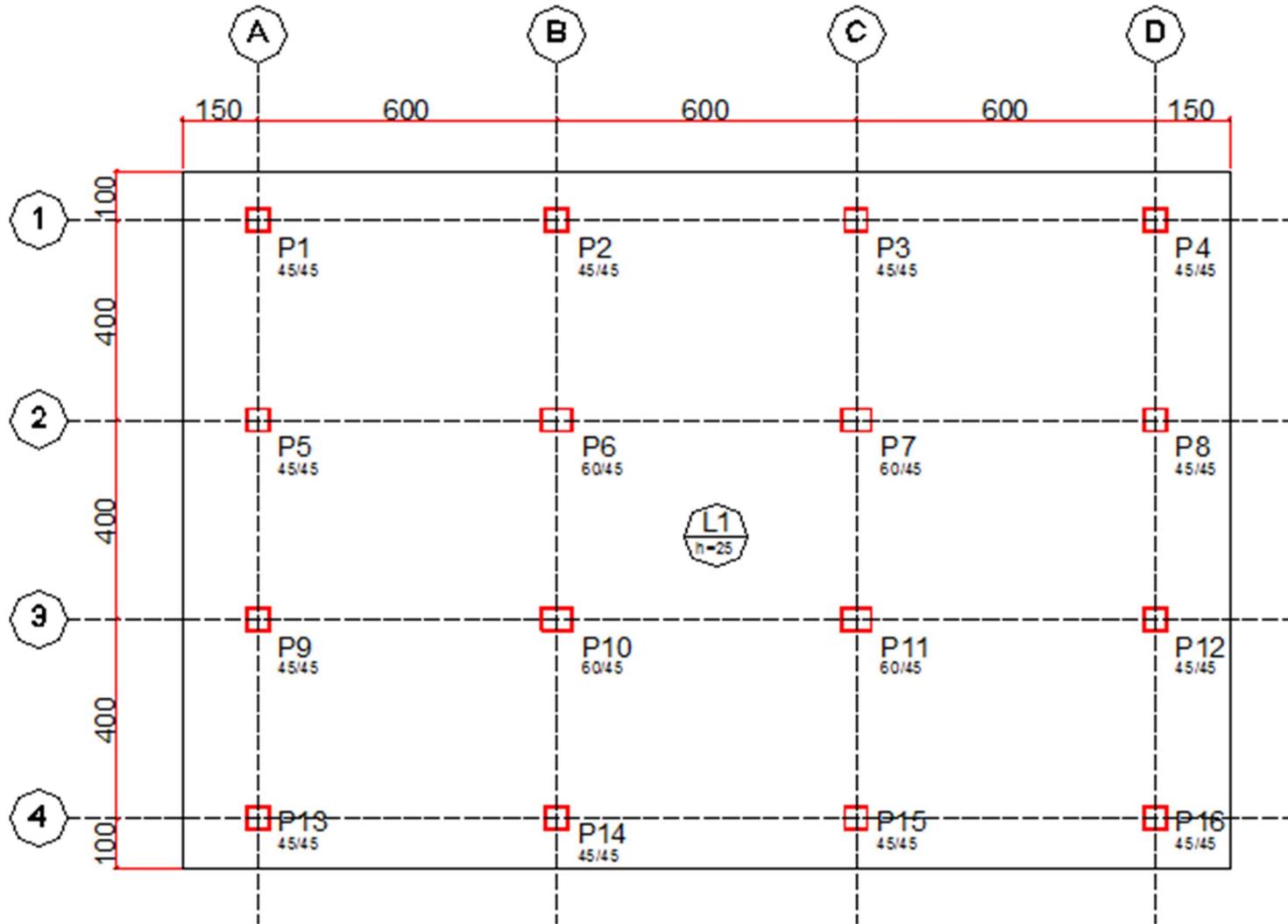
No presente capítulo se define uma estrutura dotada de um sistema estrutural de lajes lisas maciças e pilares. São apresentadas a sua composição quanto às geometrias em planta e vertical, e as considerações dos materiais e carregamentos.

Esta estrutura passa então por três modelagens distintas, cujos critérios adotados pelo programa empregado no processamento das análises (CAD/TQS versão 18.16.12) já foram evidenciados no capítulo anterior. Os resultados colhidos dessas análises quanto à estabilidade global, deslocamentos (no topo e entre pisos), distribuição de cargas e consumos de aço serão expostos, comentados e comparados quando possível. É feita ainda uma análise para averiguar a influência das larguras das vigas-faixas no modelo IV, e por fim, um estudo considerando desalinhamento entre os pilares dessa estrutura para verificar a relação com a estabilidade global, deslocamentos e também quanto ao uso das modelagens.

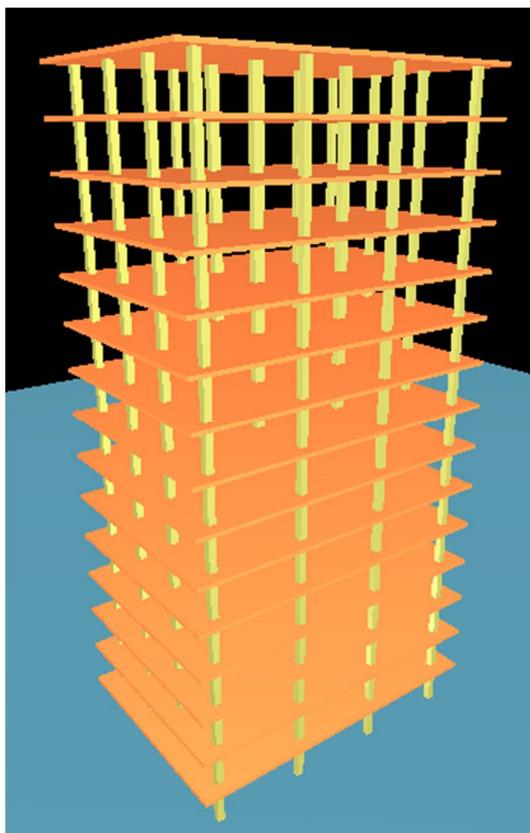
### **7.1 Geometria da estrutura**

A planta desta estrutura (figura 7.1) é composta por pilares distribuídos em uma malha regular com vãos de 4,00 m por e 6,00 m. A laje lisa maciça possui 25 cm de espessura, com balanços de 1,50 m em uma direção e de 1,00 m na outra, totalizando uma área de 21,0 m x 14,0 m em planta. Quanto às dimensões verticais, adotou-se a distância das lajes na vertical de 2,80 m. Desta forma, neste capítulo as análises serão feitas para uma estrutura composta pela planta A (pilares e laje lisa) com 15 pavimentos, totalizando 42 metros de altura (figura 7.1), submetida aos carregamentos de vento.

Figura 7.1 - Visualização espacial do edifício da planta tipo A



**Figura 7.2 - Planta tipo A (Laje Lisa e Pilares)**



## 7.2 Características dos materiais e carregamentos

Para o estudo dos modelos foram utilizados os valores referentes às características mecânicas do concreto e do aço indicadas nas tabelas 7.1 e 7.2 respectivamente.

**Tabela 7.1 - Características do concreto – Planta tipo A**

Resistência Característica à Compressão ( $f_{ck}$ )	Módulo de Elasticidade Tangente ( $E_{ci}$ )	Peso específico
30 MPa	3,07 GPa	25 kN/m <sup>3</sup>

**Tabela 7.2 - Características do Aço**

Tipo de barra	$E_{cs}$ (GPa)	$f_{yk}$ (MPa)	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )
CA-50	210	500	7,85
CA-60	210	600	7,85

Os carregamentos verticais adotados para os pavimentos tipo (tabela 7.3) correspondem a valores usuais para edifícios residenciais.

**Tabela 7.3 - Características de carregamento vertical – Planta tipo A**

CARREGAMENTOS VERTICAIS		PAVIMENTOS	
		TIPO	COBERTURA
Permanentes	Peso Próprio	Calculado pelo Programa	Calculado pelo Programa
	Enchimento, revestimento e piso	1,1 kN/m <sup>2</sup>	1,1 kN/m <sup>2</sup>
	Alvenaria	1 kN/m <sup>2</sup>	-
Acidentais		1,5 kN/m <sup>2</sup>	0,5 kN/m <sup>2</sup>

Para a determinação dos carregamentos de vento tomou-se os seguintes parâmetros para determinação da pressão e dos coeficientes de forma:

- a) Velocidade característica do vento: 45m/s;
- b) Fator topográfico S1 = 1,0 – terreno plano ou fracamente acidentado;
- c) Fator de rugosidade S2: para a determinação desse fator adotou-se:
  - Categoria de rugosidade IV (terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados);
  - Classe B (maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 m e 50 m);
- d) Fator estatístico S3 = 1,0.

As características de carregamento de vento são descritas na tabela 7.4.

**Tabela 7.4 - Características de carregamento de vento – Planta tipo A**

Ângulo do Vento (°)	Coef. Arrasto	Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
90	1,34	1,35
270	1,34	1,35
0	1,14	1,15
180	1,14	1,15

### 7.3 Análises

A estrutura apresentada foi analisada por três modelagens distintas; a primeira utilizando o modelo IV, a segunda utilizou também o modelo IV e fez uso de vigas faixas para definir os pórticos, e por último processou-se a estrutura com o modelo VI.

Na análise do modelo IV com as faixas de lajes, para definição das seções dessas faixas

admitidas como vigas de pequena altura ou vigas-faixa, empregou-se o processo elástico aproximado descrito pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) na seção 14.7.8. As larguras dessas vigas-faixa (tabela 7.5) ficam definidas tomando-se 25% do intereixo de cada pilar, com exceção para os balanços, onde se considerou a largura total do intereixo até a borda. A planta A com as vigas-faixa e suas dimensões definidas é representada a seguir pela figura 7.4, e o edifício completo, pela figura 7.3.

**Tabela 7.5 - Dimensões das vigas-faixa do pavimento da planta tipo A**

Vigas	Eixos	$b_w$ (cm)			seção (cm)
		Esq	Dir	Total	
V1=V2=V3=V4	1=2=3=4	100	100	200	200/25
V5=V6=V7=V8	A=B=C=D	150	150	300	300/25

**Figura 7.3 - Visualização espacial do edifício da planta tipo A com vigas-faixa**

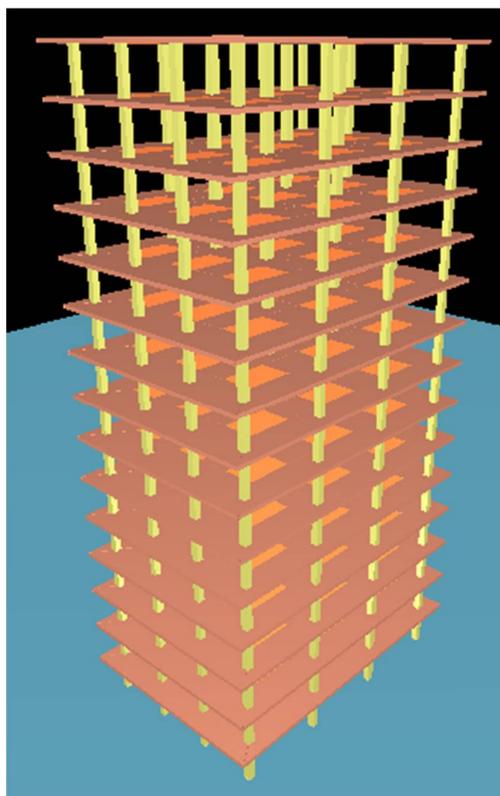
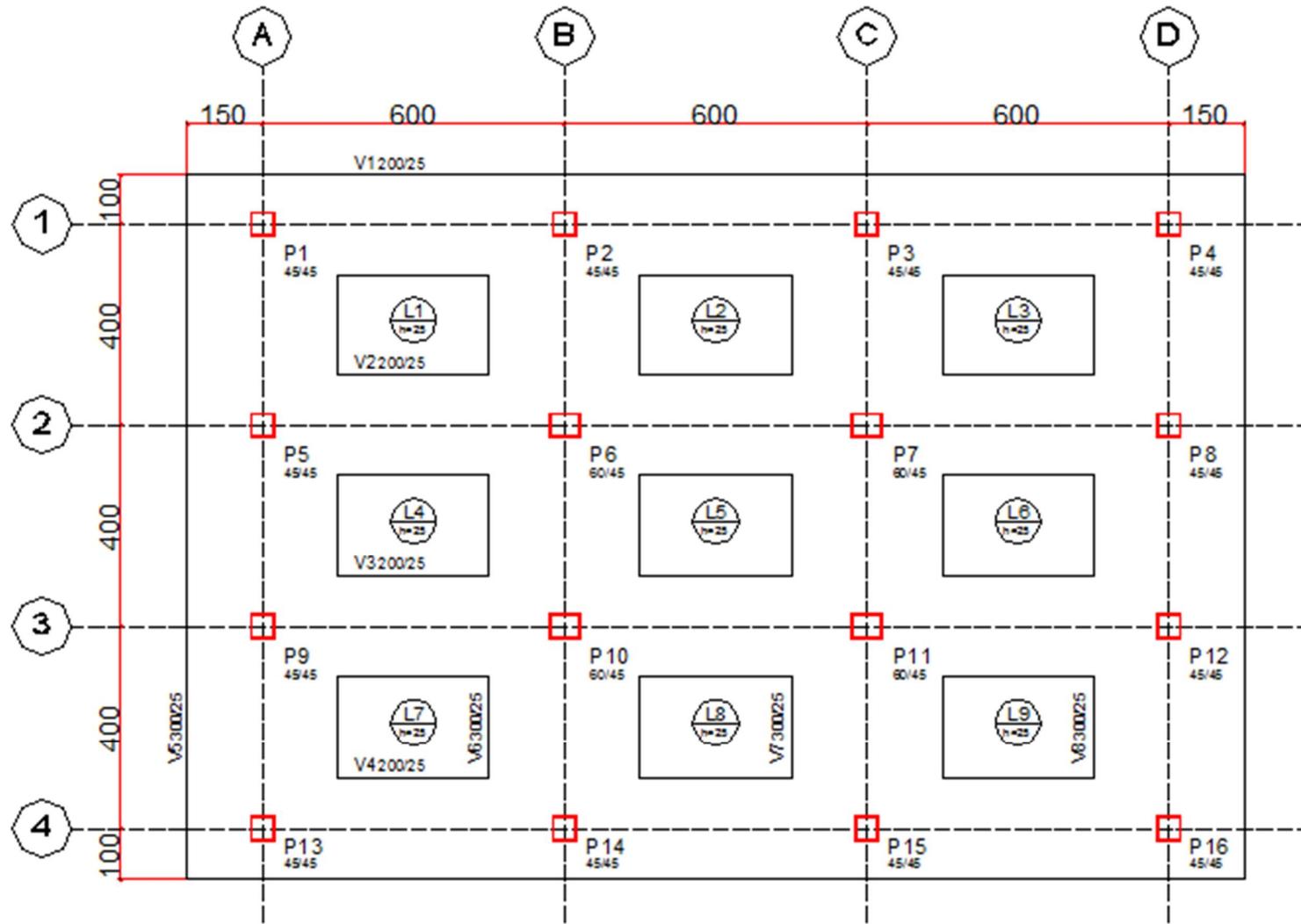


Figura 7.4 - Planta tipo A (Laje Lisa e Pilares) com vigas-faixa



### 7.3.1 Análise utilizando o modelo IV

Na primeira análise adotando o modelo IV sem o uso de vigas-faixa o processamento foi abortado, pois os valores encontrados para os efeitos de 2ª ordem pelo processo P- $\Delta$  não convergiram, fazendo com que o programa interrompesse a análise. A fim de obter o processamento, optou-se por utilizar o método aproximado do  $\gamma_z$ , desse modo o programa realizou a análise e como resultado apresentou erros graves de problema de modelagem e  $\gamma_z$  excessivamente alto, deslocamento horizontal alto no pórtico e entre pavimentos.

Para os coeficientes de estabilidade, o relatório emitido pelo programa (figura 7.5) mostra que o valor de  $\gamma_z$  não tem significado físico e sugere um reestudo do modelo e enrijecimento do mesmo. Para os deslocamentos (tabela 7.6) ocorrem valores exorbitantes. A norma preconiza para deslocamentos no topo do edifício a relação de H/1700 e entre pisos de  $H_i/850$ , sendo H a altura total da edificação e  $H_i$  altura do pé-direito. Nesta modelagem os valores obtidos para o deslocamento máximo no topo foi de H/22 e entre pisos de  $H_i/17$ , os quais são demasiadamente acima dos limites recomendados.

Figura 7.5 - Relatório de estabilidade do TQS para o modelo IV sem vigas-faixa (Planta A)

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento								
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	4650.1	15348.7	119.1	2778.7	158.2	-.166	7.079
6	270.	4650.1	15348.7	119.1	2778.7	158.2	-.166	7.079
7	0.	4650.1	7418.5	67.6	1576.7	158.2	-.200	6.550
8	180.	4650.1	7418.5	67.6	1576.7	158.2	-.200	6.550

Tabela 7.6 - Deslocamentos máximos no modelo IV sem vigas-faixa (Planta A)

Modelo IV sem vigas-faixa			
Deslocamento	Valor máximo (cm)	Referência (cm)	Situação
Topo do edifício (cm)	191,57 (H/ 22)	2,47 (H/ 1700)	Acima do limite
Entre pisos (cm)	16,8 ( $H_i/ 17$ )	0,33 ( $H_i/ 850$ )	Acima do limite

Por ser uma estrutura de lajes sem vigas, não ter núcleos rígidos, no modelo IV apenas os pilares serão responsáveis pelo contraventamento, e para esta altura de edificação não possuem rigidezes suficientes para assegurar a estabilidade frente às ações horizontais.

### 7.3.2 Análise utilizando o modelo IV com vigas-faixa e o modelo VI

A mesma estrutura da análise anterior (planta A com 15 pavimentos) agora passa por uma segunda análise em que são criadas vigas-faixa para a determinação dos pórticos conforme explicado no início do capítulo, e em uma terceira análise a estrutura é processada pelo modelo VI. Uma vez que ambas as análises verificaram quanto aos parâmetros envolvidos (estabilidade, deslocamento, carregamentos, etc.), os resultados obtidos serão abordados e comparados a fim de mostrar as diferenças existentes entre os modelos.

Acerca dos parâmetros de estabilidade global e de deslocamentos o modelo IV com as vigas-faixa mostrou resultados que indicam um desempenho à deformação melhor que o modelo VI; seus valores foram relativamente menores, como mostram as tabelas 7.7 e 7.8.

**Tabela 7.7 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A).**

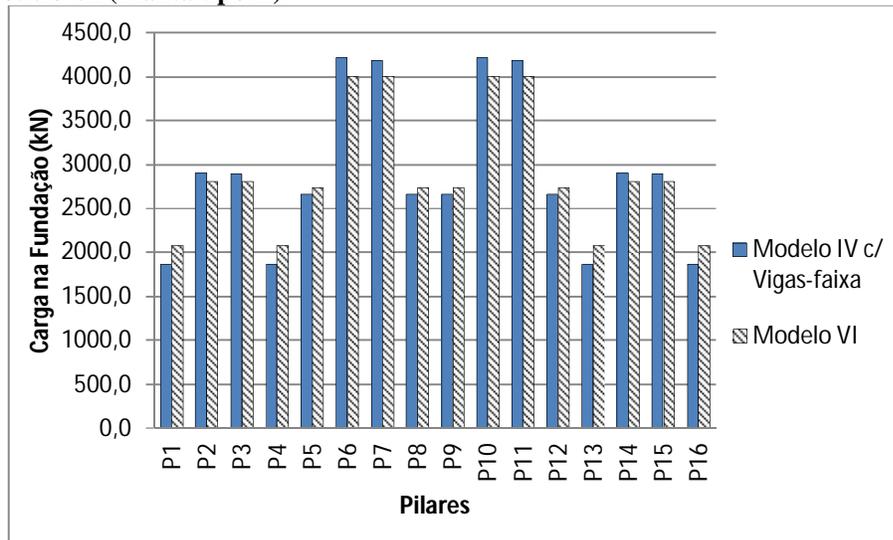
Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos	
	Modelo IV c/ vigas-faixa	Modelo VI
<b>GamaZ</b>	1,17	1,21
<b>FAVt</b>	1,17	1,22
<b>Alfa</b>	0,83	1,02

**Tabela 7.8 – Comparativo dos deslocamentos máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A).**

Deslocamento	Valores Máximos		Valores de Referência
	Modelo IV c/ vigas-faixa	Modelo VI	
<b>Topo do Edifício (cm)</b>	1,21 (H/3467)	1,46 (H/2874)	2,47 (H/1700)
<b>Entre Pisos (cm)</b>	0,12 ( $H_i/2300$ )	0,15 ( $H_i/1872$ )	0,33 ( $H_i/850$ )

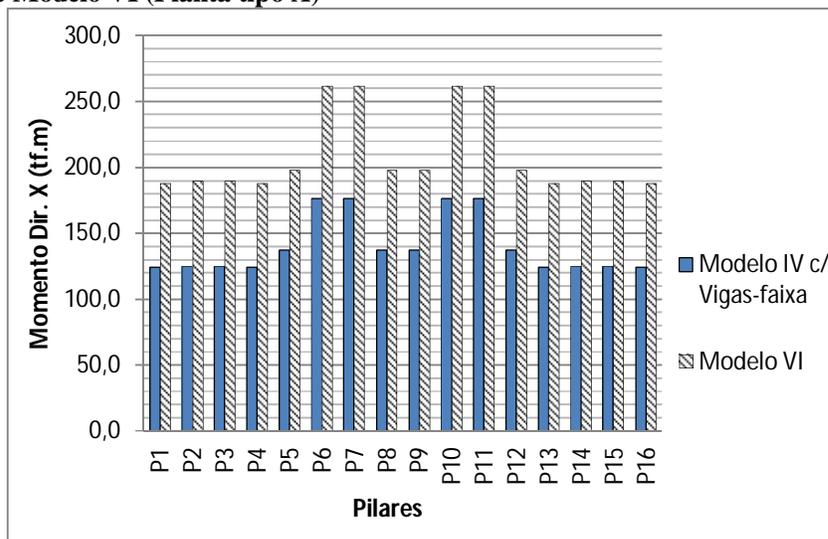
Quanto às cargas na fundação, o gráfico 7.1 mostra uma distribuição das cargas diferentes entre os modelos analisados, aumentando em alguns pilares e diminuindo em outros, com a maior diferença ocorrendo no pilar P1, com carga de 1861 kN no modelo IV com vigas-faixa, e de 2080 kN no modelo VI, ocorrendo um aumento de 11,8%.

**Gráfico 7.1 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A)**

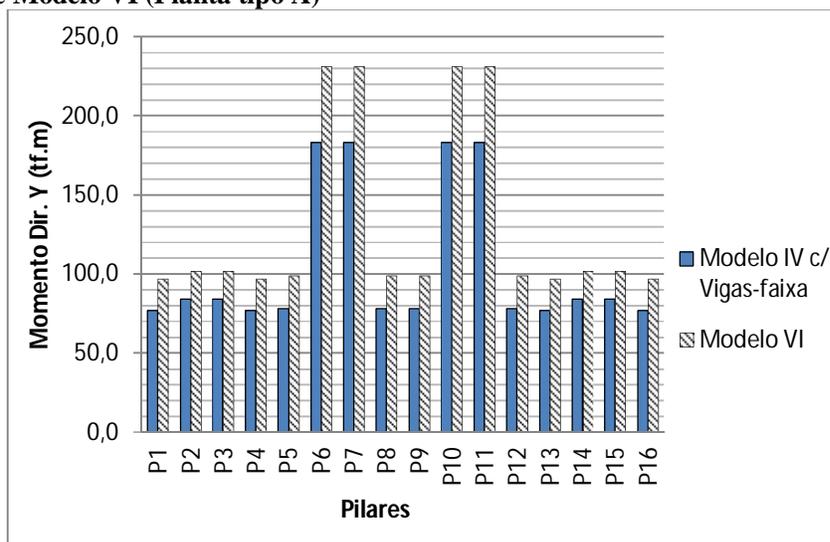


Para a distribuição de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares, pode-se notar pelos gráficos 7.2 e 7.3 que houve uma mudança de um modelo para o outro. O modelo IV com vigas-faixa apresenta valores menores de momentos que o modelo VI, a maior diferença dos valores na direção X ocorre para os pilares dos eixos B e C - P2, P3, P14 e P15 - com um aumento de 34%, e na direção Y de 21% para os pilares dos eixos 2 e 3 - P5, P8, P9 e P12 - no modelo VI.

**Gráfico 7.2 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A)**



**Gráfico 7.3 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A)**

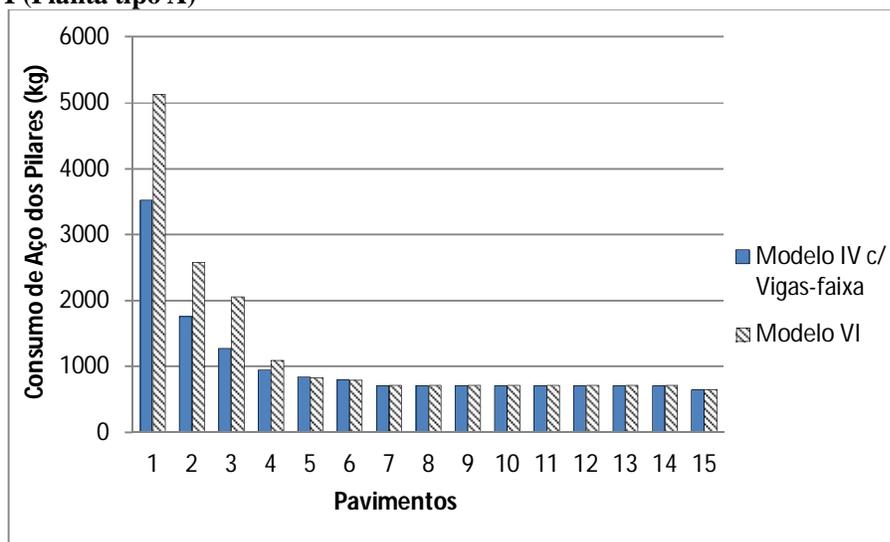


As diferenças nas distribuições dos esforços para pilares e lajes foram analisadas do ponto de vista econômico através dos consumos de aço por pavimentos.

O gráfico 7.4 apresenta que os consumos de aço nos pilares até o 5º pavimento foram maiores para o modelo VI, e nos demais pavimentos se igualam. As maiores solicitações devidas às combinações de momento e normal ocorrem nesses primeiros andares, nos quais os pilares são conseqüentemente mais armados.

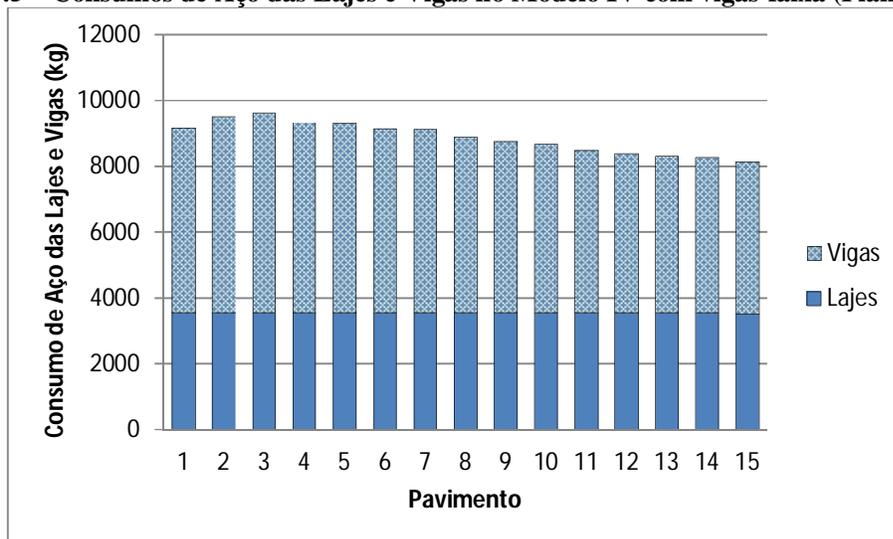
A taxa de consumo geral para os pilares no modelo IV com vigas-faixa é de 3,51 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 4,27 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,76 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo VI).

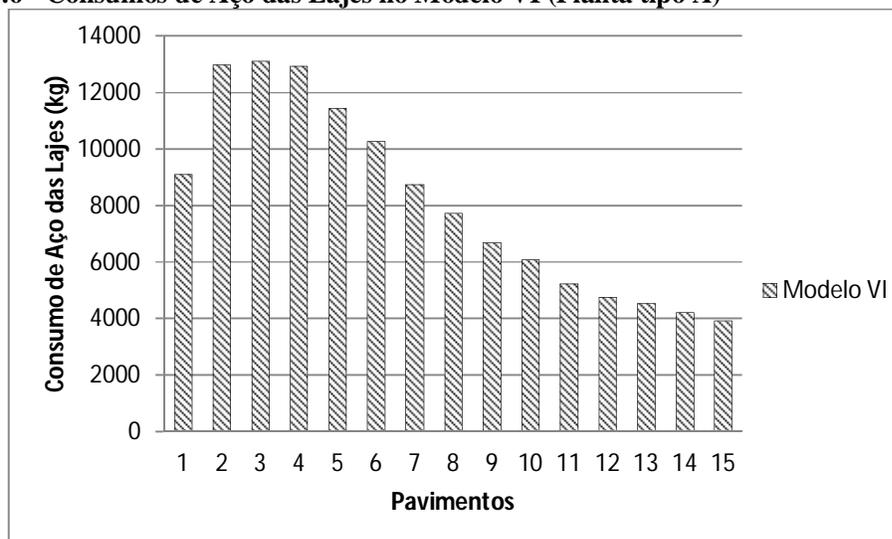
**Gráfico 7.4 - Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A)**



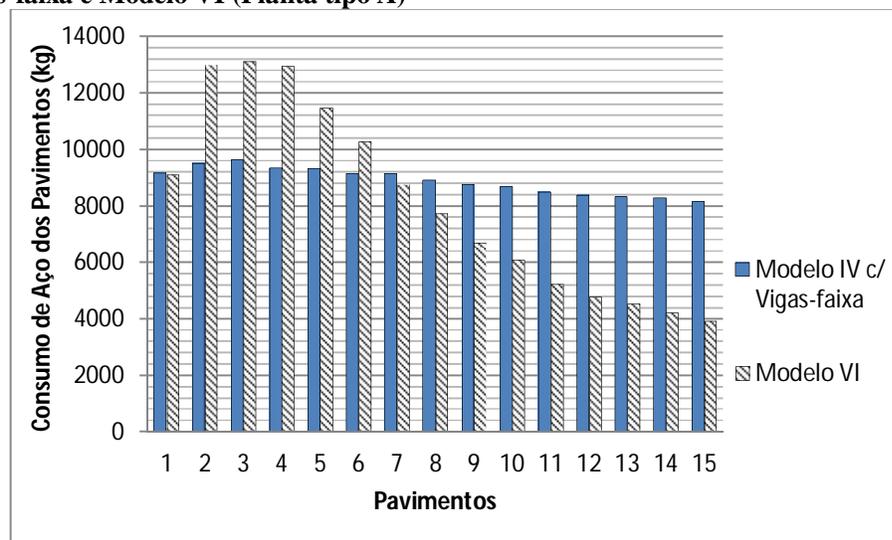
Nos consumos de aço dos pavimentos (lajes + vigas) observa-se melhor a questão da consideração da laje no modelo tridimensional. No modelo IV com vigas-faixa os consumos de aço das lajes (gráfico 7.5) são iguais em todos os pavimentos já que são dimensionadas apenas para os carregamentos verticais, já as armações das vigas-faixa variam, pois fazem parte do sistema de contraventamento da estrutura (formam pórticos com os pilares) e sendo assim foram armadas para resistirem além dos carregamentos verticais também os horizontais que variam conforme a altura dos pavimentos.

**Gráfico 7.5 – Consumos de Aço das Lajes e Vigas no Modelo IV com vigas-faixa (Planta tipo A)**



**Gráfico 7.6 - Consumos de Aço das Lajes no Modelo VI (Planta tipo A)**

No modelo VI (gráfico 7.6) houve uma melhor distribuição das cargas dado que toda a dimensão da laje é considerada na composição do contraventamento da estrutura, e não apenas faixas como no outro modelo. A laje passa a resistir aos esforços relativos às cargas de origens vertical e horizontal, desta forma é dimensionada e armada para resistir à envoltória de esforços oriundos desses dois carregamentos, por isso apresenta um arranjo diferente de armação para cada pavimento. Desta forma, o modelo VI denotou um menor consumo de armadura dos pavimentos (lajes e vigas). No gráfico 7.7 observa-se melhor esta distribuição diferente entre os modelos.

**Gráfico 7.7 - Comparativo do Consumo de Aço nos Pavimentos (lajes e vigas) entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo A)**

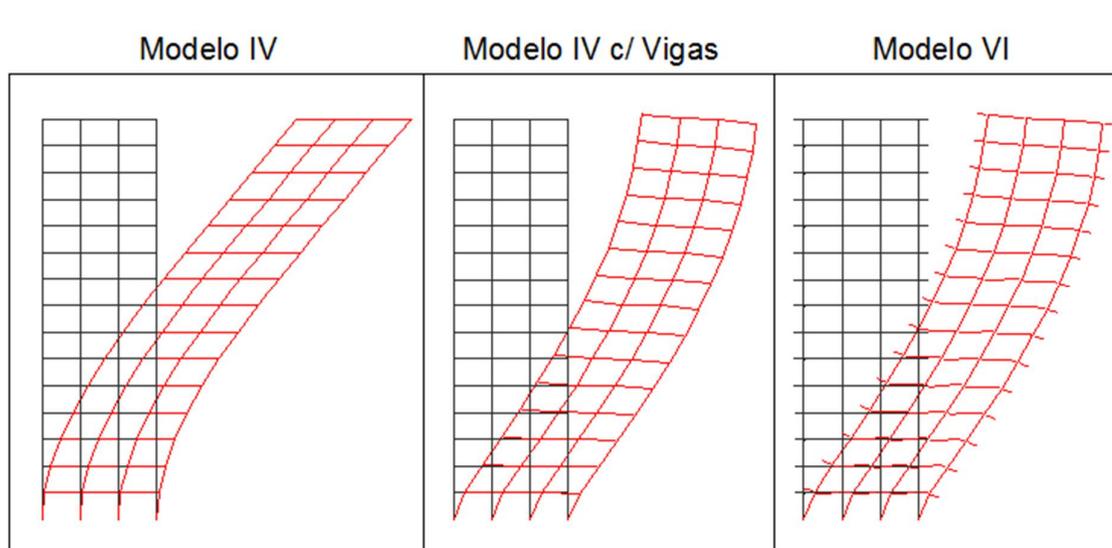
A taxa de consumo geral para as lajes e vigas no modelo IV com vigas-faixa é 30,2 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 27,6 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 7,5 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo IV com vigas-faixa).

No consumo geral da estrutura (lajes, vigas e pilares) para o modelo IV com vigas-faixa foi de 33,7 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI de 31,9 kg/m<sup>2</sup>, com uma redução de 5,34% de um modelo para o outro.

### 7.3.3 Análise do Comportamento de Deformação dos Modelos

Com a finalidade de observar o comportamento da estrutura frente aos carregamentos horizontais nos diferentes tipos de modelagens, coletaram-se os gráficos com as curvas de deslocamento em cada modelagem. Para facilitar a visualização deste comportamento, os gráficos de deslocamentos foram ampliados sem escalas, dentro do contexto meramente ilustrativo e apresentados na figura 7.6.

**Figura 7.6 - Comparativo ilustrativo das deformações entre os modelos (Planta tipo A)**



Fonte: Autora

Ao examinar a curva da estrutura sob o modelo IV constata-se que se trata de um deslocamento típico de estrutura em balanço, verificando assim o que propõe este modelo. Nesse modelo, as lajes não são consideradas no pórtico tridimensional, desta forma em uma estrutura composta por lajes lisas apenas os pilares compõe o modelo tridimensional e ficam

encarregados por resistir aos esforços horizontais.

Tanto para o modelo IV com vigas-faixa como para o modelo VI o deslocamento da estrutura apresenta uma curva típica de uma estrutura aporticada, o que valida a proposta desses modelos. Ao considerar as faixas de lajes como vigas-faixa no modelo IV determinaram-se assim os pórticos que foram considerados no modelo tridimensional, desta forma a laje passou a fazer parte da estrutura de contraventamento, porém com uma inércia limitada. No modelo VI toda a laje é considerada compondo a estrutura de contraventamento.

## 7.4 Largura das vigas-faixa

Como exposto no início do capítulo, por falta de uma referência normativa para os carregamentos horizontais, adotaram-se as larguras das vigas-faixa pelo processo utilizado para carregamentos verticais conforme preconiza a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

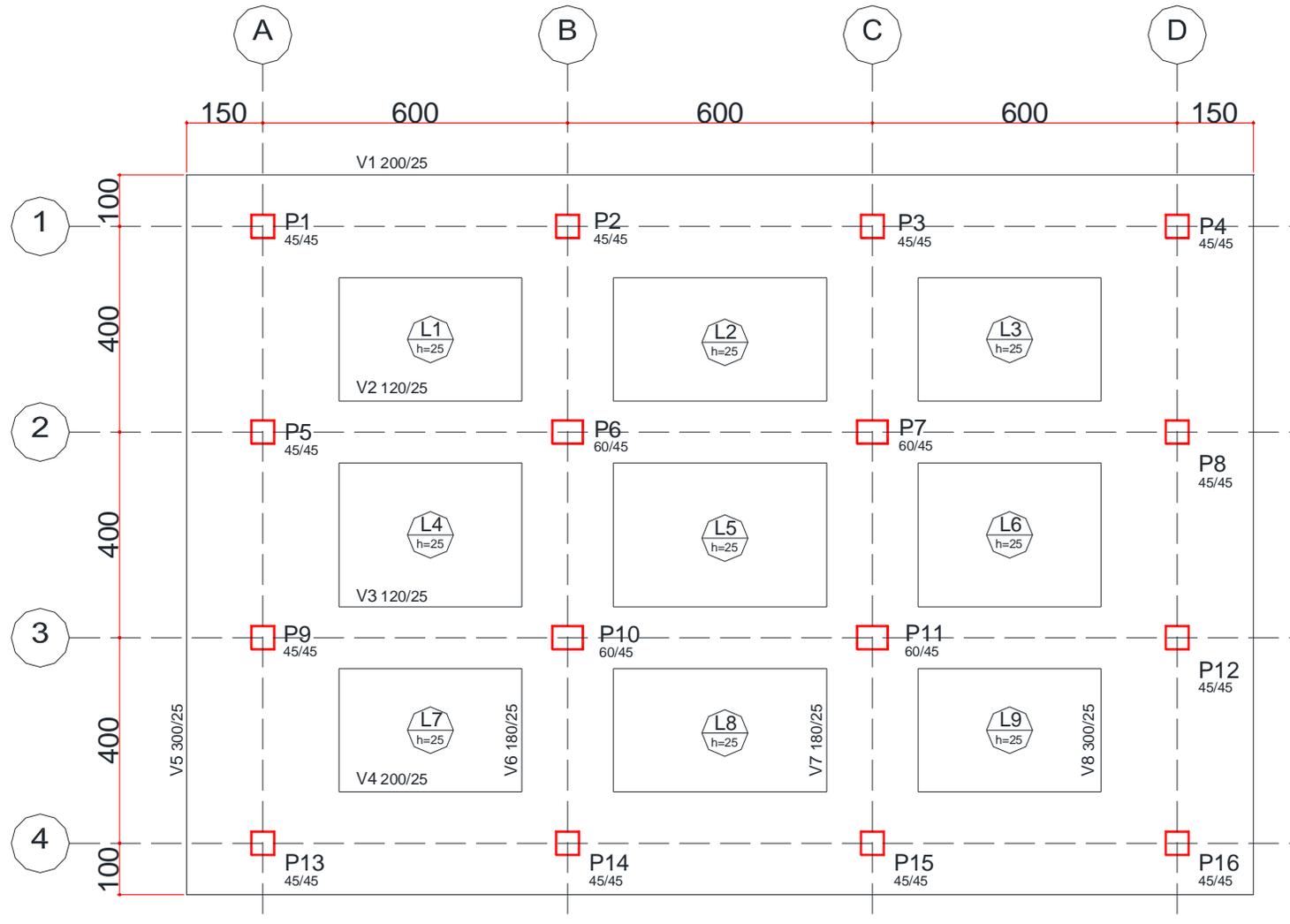
Posto que o modelo IV sem vigas-faixa não se mostrou exequível para a estrutura formada apenas por pilares e lajes lisas, e que a inclusão das vigas-faixa formando os pórticos foi determinante para o uso desta modelagem, questiona-se então de que forma a escolha destas larguras de faixas de lajes intervém no comportamento global da estrutura.

Para averiguar esta questão, tomou-se a planta analisada anteriormente e para as vigas internas (V2, V3, V6 e V7) reduziram-se as larguras tomando-se 15% do intereixo de cada pilar. As novas dimensões das vigas são mostradas na planta da figura 7.7 e na tabela 7.9 a seguir.

**Tabela 7.9 - Dimensões das vigas-faixa do pavimento da planta tipo A com redução das larguras.**

Vigas	Eixos	b <sub>w</sub> (cm)			seção (cm)
		Esq.	Dir.	Total	
V1=V4	1=4	100	100	200	200/25
V2=V3	2=3	60	60	120	120/25
V5=V8	A=D	150	150	300	300/25
V6=V7	B=C	90	90	180	180/25

Figura 7.7 - Planta tipo A (Laje Lisa e Pilares) com vigas-faixa reduzidas



Como já era esperado, com a redução das inércias das vigas a estrutura se tornou mais deformável frente aos carregamentos horizontais, sendo assim os resultados apresentados nas tabelas 7.10 e 7.11 para os parâmetros de estabilidade e de deslocamentos foram maiores se comparados com o modelo IV com vigas-faixa da análise anterior, em que as larguras de faixas eram maiores (25% do entreixo).

**Tabela 7.10 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre os modelos da planta A**

Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos		
	Modelo IV c/ Vigas-faixa Reduzidas	Modelo IV c/ Vigas-faixa	Modelo VI
<b>GamaZ</b>	1,20	1,17	1,21
<b>FAVt</b>	1,20	1,17	1,22
<b>Alfa</b>	0,90	0,83	1,02

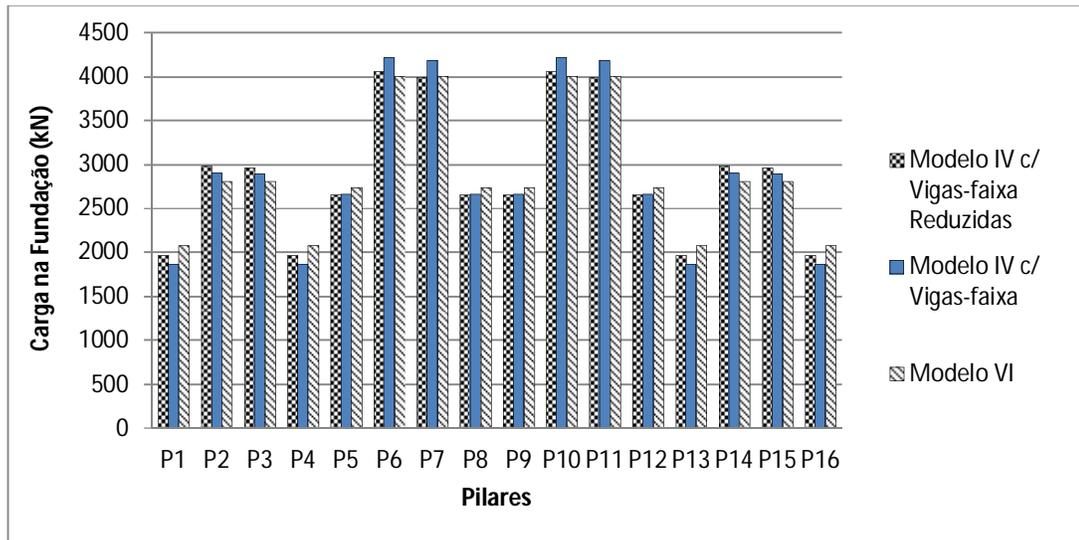
Também é notado que esses valores obtidos se aproximaram dos encontrados na análise pelo modelo VI. Os valores do  $\gamma_z=1,20$  no modelo IV com vigas-faixa reduzidas e de  $\gamma_z=1,21$  no modelo VI mostram que a estabilidade da estrutura foi praticamente igual em ambos, e a diferença do deslocamento no topo do edifício reduziu de 17,1% para 8,9%, e entre pisos de 20% para 6,7%.

**Tabela 7.11 – Comparativo dos deslocamentos entre os modelos da planta A**

Deslocamento	Valores Máximos			Valores de Referência
	Modelo IV c/ Vigas-faixa Reduzidas	Modelo IV c/ Vigas-faixa	Modelo VI	
<b>Topo do Edifício (cm)</b>	1,33 (H/3155)	1,21 (H/3467)	1,46 (H/2875)	2,47 (H/1700)
<b>Entre Pisos (cm)</b>	0,14 (Hi/2071)	0,12 (Hi/2300)	0,15 (Hi/1872)	0,33 (Hi/850)

Com relação às cargas nas fundações (gráfico 7.8), as diferenças encontradas entre este modelo com vigas-faixa reduzidas e o modelo VI são menores que as encontradas, comparando com o modelo IV com vigas-faixa. Anteriormente a maior diferença encontrada foi de 11,8%. Neste caso as diferenças não excedem 5,5%, ocorrendo no pilar P16, com carga de 1972 kN no modelo IV com vigas reduzidas, e de 2080 kN no modelo VI.

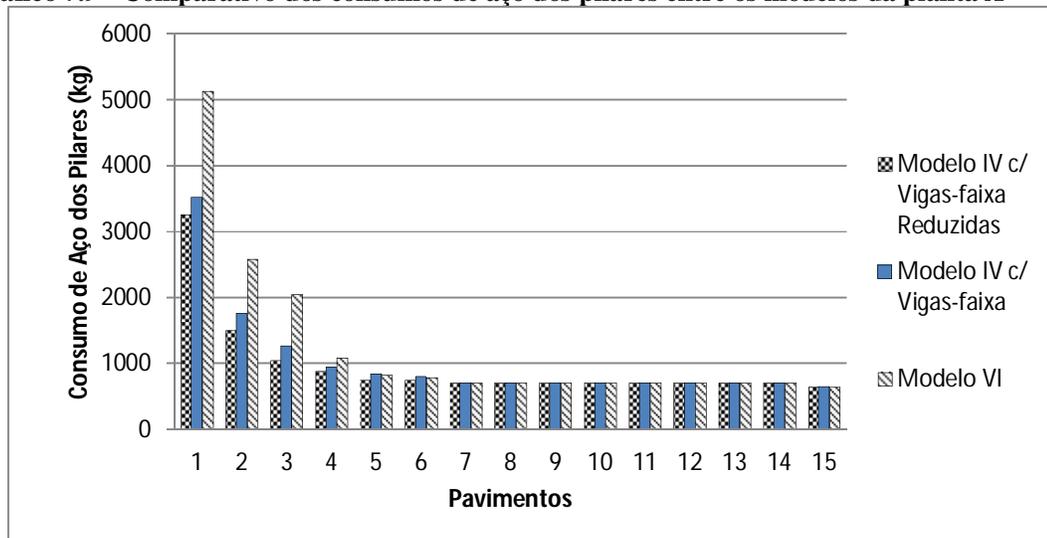
**Gráfico 7.8 - Comparativo das distribuições das cargas na fundação entre os modelos da planta A**



A distribuição dos esforços no tocante aos consumos de aço seguiu o mesmo comportamento do que foi analisado na estrutura antecedente, apenas variando os valores de taxas que são apresentados em seguida, nos gráficos 7.9 e 7.10.

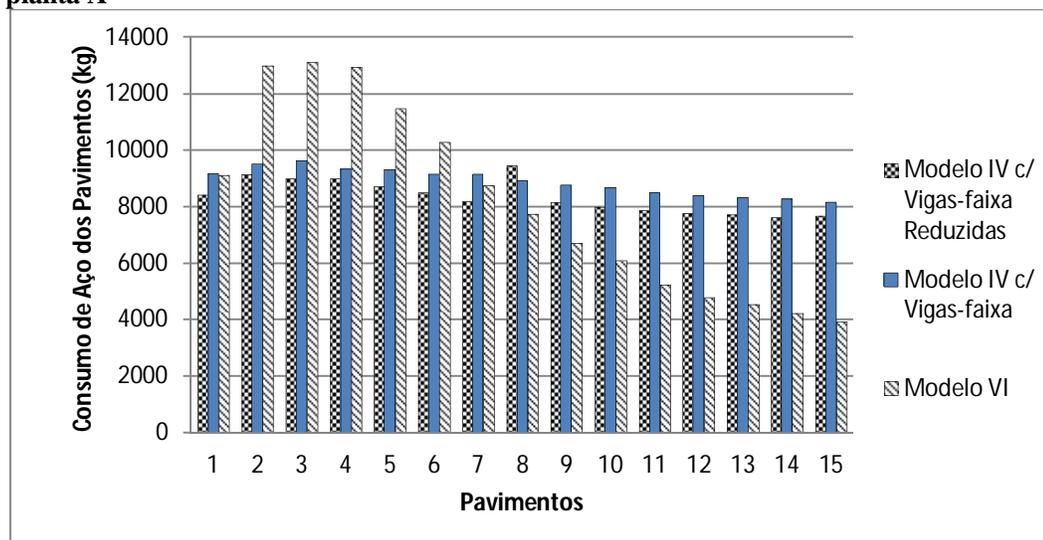
A taxa de consumo geral para os pilares no modelo IV com vigas-faixa reduzidas é de 3,3 kg/m<sup>2</sup>, reduzindo 6,3% em relação ao modelo IV com vigas-faixa (3,51 kg/m<sup>2</sup>) e 22,9% em relação ao modelo VI (4,27 kg/m<sup>2</sup>).

**Gráfico 7.9 - Comparativo dos consumos de aço dos pilares entre os modelos da planta A**



A taxa de consumo geral para os pavimentos no modelo IV com vigas-faixa reduzidas é de 28,4 kg/m<sup>2</sup>, reduzindo 5,9% em relação ao modelo IV com vigas-faixa (30,2 kg/m<sup>2</sup>) e aumentando 2,9% em relação ao modelo VI (27,6 kg/m<sup>2</sup>).

**Gráfico 7.10 - Comparativo dos consumos de aço dos pavimentos (laje + viga) entre os modelos da planta A**



Quanto aos consumos, no geral (lajes, vigas e pilares) para o modelo IV com vigas-faixa reduzidas é de 31,7 kg/m<sup>2</sup>, menor que o valor 33,7 kg/m<sup>2</sup> do modelo IV com vigas-faixa, e muito próximo ao valor de 31,9 kg/m<sup>2</sup> referente ao o modelo VI.

## 7.5 Desalinhamento dos pilares

Com o propósito de estudar a atuação das modelagens em situações em que nos sistemas de lajes lisas os pilares se encontram em desalinhamento, criou-se a partir da planta A três modelos com os pilares P6, P7, P14 e P16 deslocados em relação aos demais na proporção de 20%, 30% e 40%.

Cada um desses modelos será analisado pelo modelo IV com vigas-faixa e pelo modelo VI. Nenhuma dimensão dos elementos estruturais foi alterada, inclusive larguras de vigas-faixa são as mesmas definidas anteriormente, tomando-se 25% do intereixo de cada pilar, com exceção para os balanços, onde se considerou a largura total do intereixo até a borda.

A finalidade é verificar se as variações de desalinhamentos dos pilares interferem na

deslocabilidade e estabilidade da estrutura e a influência dos modelos (IV com vigas-faixa e VI) nesse comportamento, sendo assim os consumos e as taxas não serão analisados, apenas os deslocamentos, parâmetros de estabilidade global e distribuição de cargas na fundação dos pilares. As plantas das estruturas são indicadas nas figuras 7.8, 7.9 e 7.10.

**Figura 7.8 - Plantas das análises nos Modelos VI e IV com vigas-faixa respectivamente – 20% de desalinhamento dos pilares**

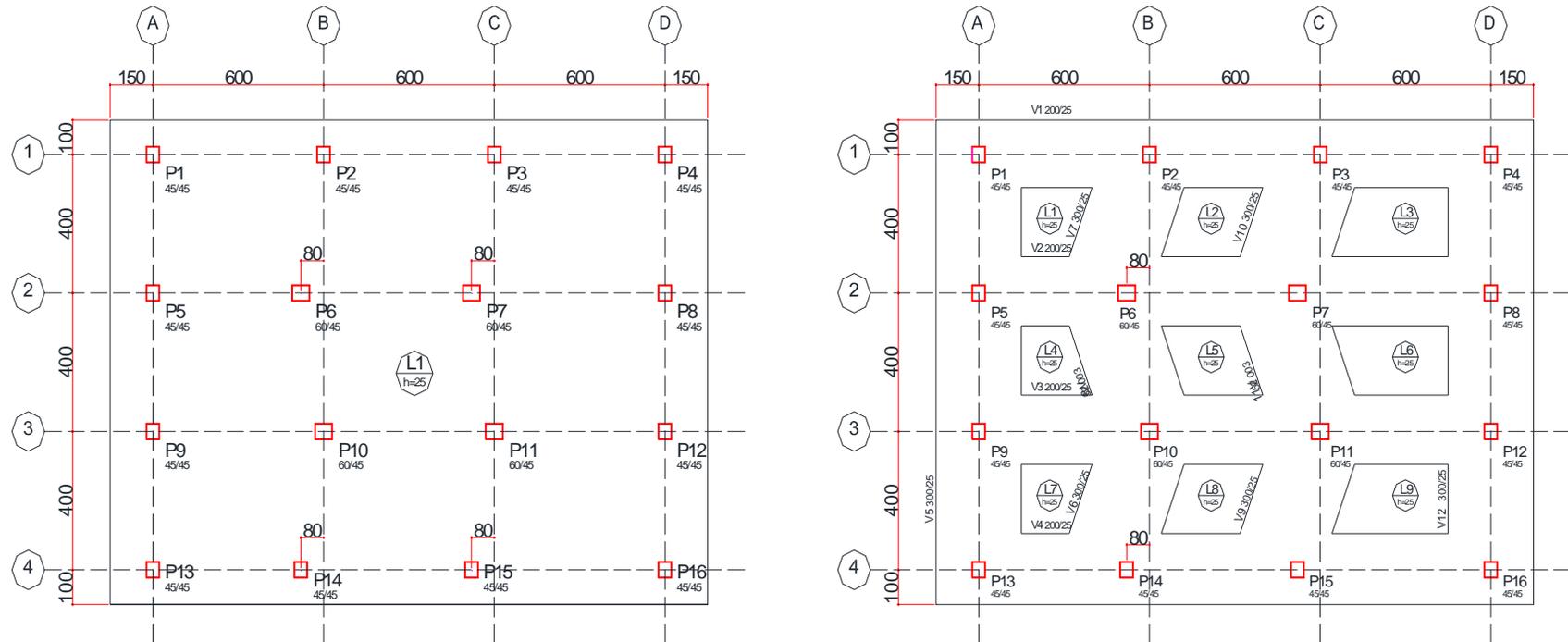


Figura 7.9 - Plantas das análises nso Modelos VI e IV com viga-faixa respectivamente – 30% de desalinhamento dos pilares.

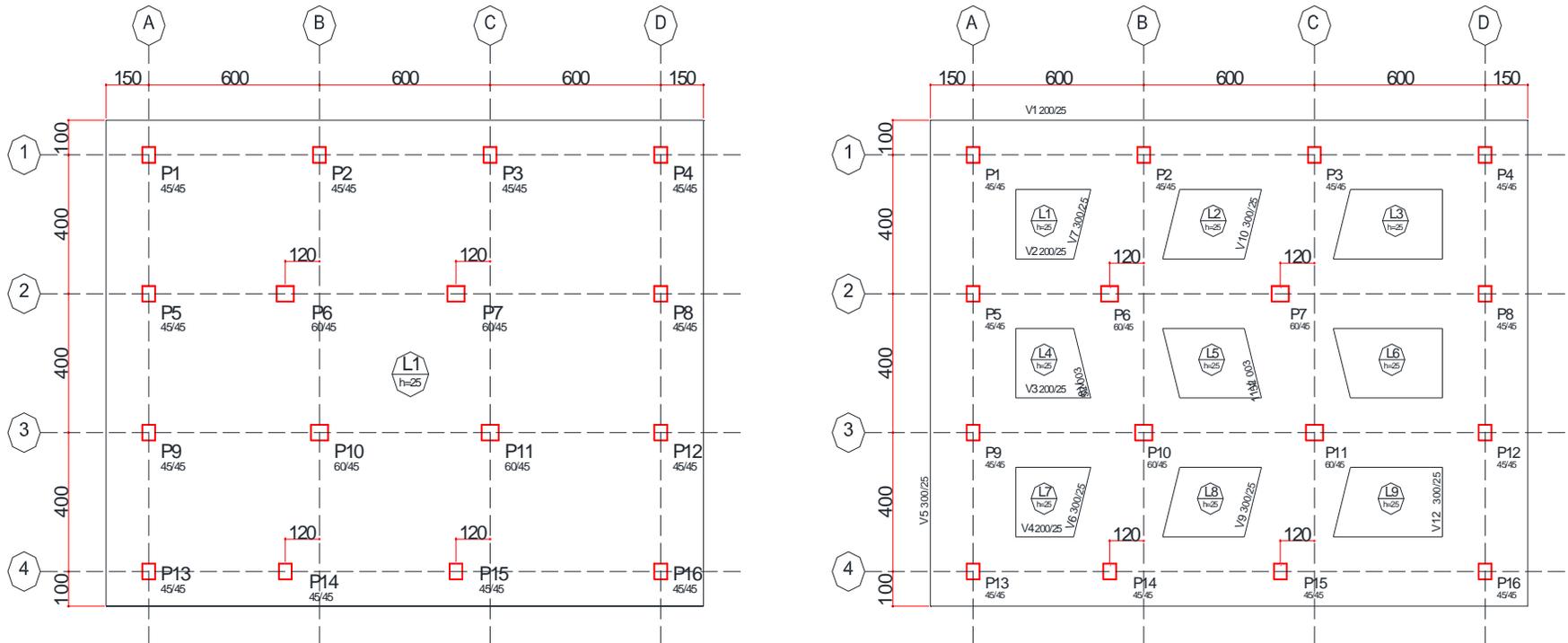
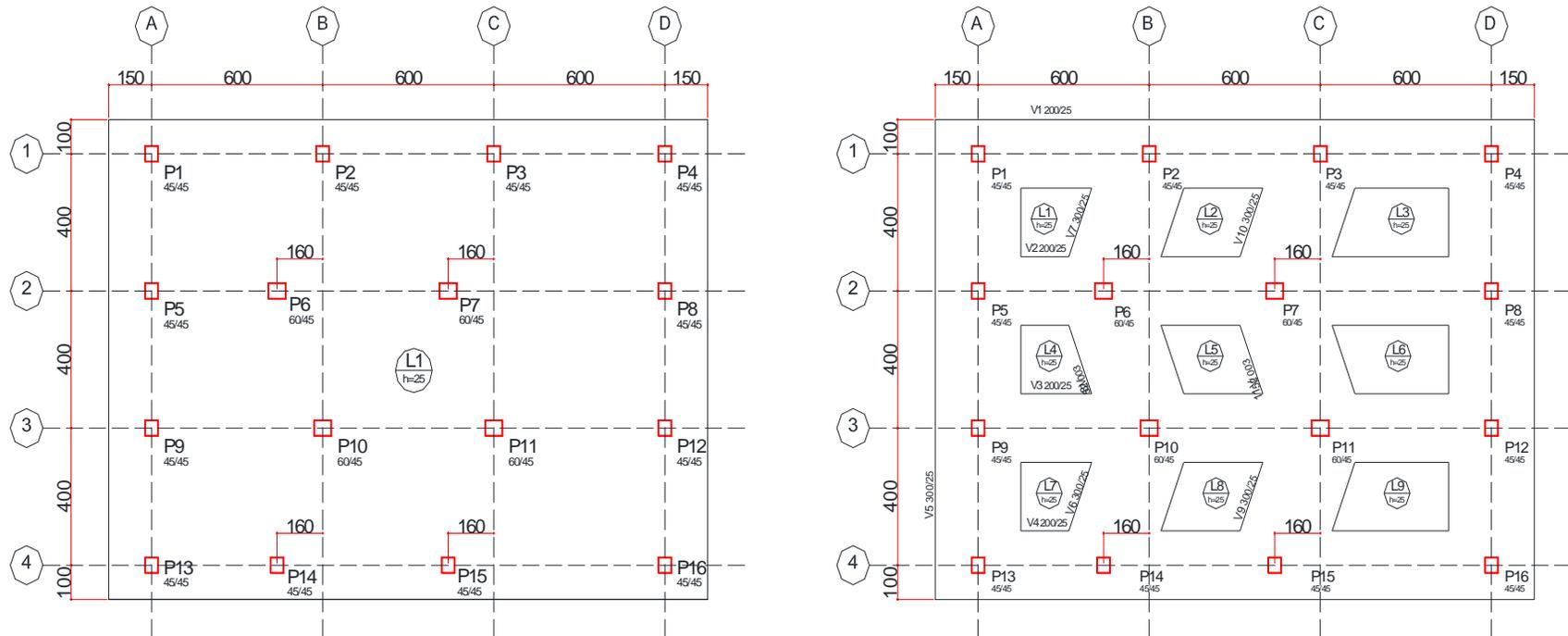


Figura 7.10 - Plantas das análises nos Modelos VI e IV com vigas-faixa respectivamente – 40% de desalinhamento dos pilares.



### 7.5.1 Análise com Pilares Desalinhados em 20%

Os parâmetros de estabilidade global e de deslocamentos nos dois modelos apresentaram índices dentro dos limites propostos por norma, no entanto o modelo IV com as vigas-faixa mostrou um desempenho melhor que o modelo VI, pois seus valores foram menores como colocado nas tabelas 7.12 e 7.13.

**Tabela 7.12 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados.**

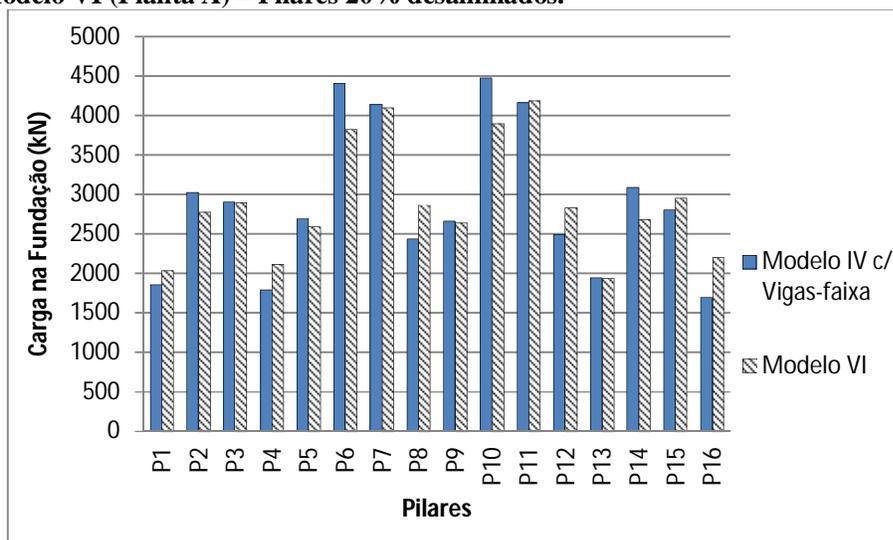
Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos			
	Modelo IV c/ vigas-faixa – pilares 20% desalinhados	Modelo IV c/ vigas-faixa – pilares alinhados	Modelo VI - pilares 20% desalinhados	Modelo VI – pilares alinhados
<b>GamaZ</b>	1,16	1,17	1,22	1,21
<b>FAVt</b>	1,16	1,17	1,23	1,22
<b>Alfa</b>	0,82	0,83	1,04	1,02

**Tabela 7.13 - Comparativo dos Deslocamentos Máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados.**

Deslocamento	Valores Máximos				Valores de Referência
	Modelo IV c/ vigas-faixa - pilares 20% desalinhados	Modelo IV c/ vigas-faixa – pilares alinhados	Modelo VI - pilares 20% desalinhados	Modelo VI – pilares alinhados	
<b>Topo do Edifício (cm)</b>	1,17	1,21	1,53	1,46	2,47
<b>Entre Pisos (cm)</b>	0,12	0,12	0,16	0,15	0,33

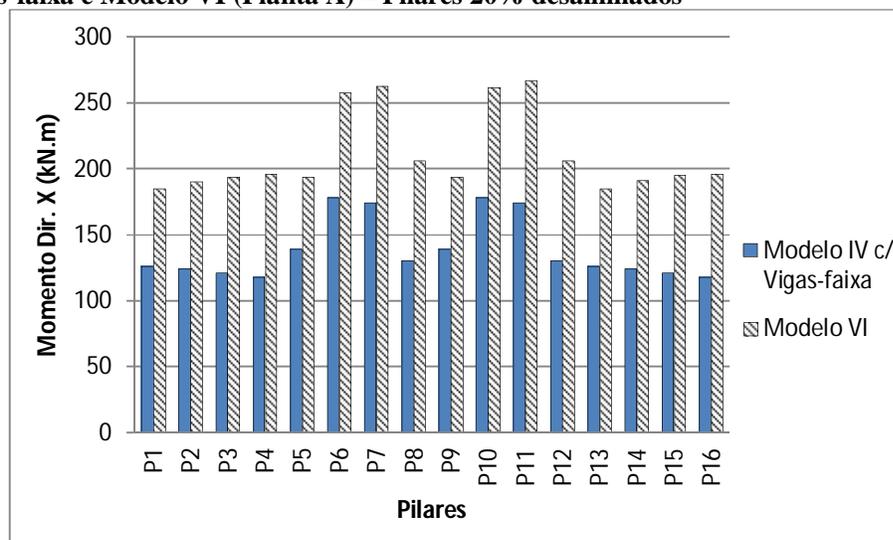
As distribuições das cargas na fundação, conforme indicado pelo gráfico 7.11, foram diferentes nos dois modelos, com as maiores diferenças ocorrendo nos pilares P16 com carga de 1694 kN no modelo IV com vigas-faixa e de 2204 kN no modelo VI, com um aumento de 30,1%, e no P14 com carga de 3086 kN no modelo IV com vigas-faixa e de 2681 kN no modelo VI, com uma redução de 13,1%.

**Gráfico 7.11 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados.**

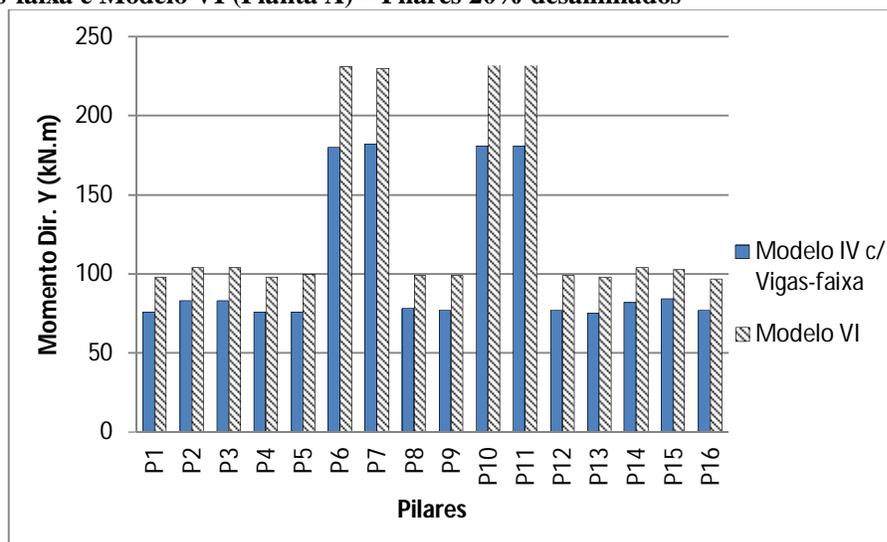


Nos gráficos 7.12 e 7.13 nota-se que também houve mudança na distribuição de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares. O modelo IV com vigas-faixa apresenta valores menores de momentos que o modelo VI nas duas direções, sendo os maiores aumentos dos valores no Modelo VI na direção X de 40% para os pilares P4 e P16, e de 24% na direção Y para o pilar P5.

**Gráfico 7.12 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados**



**Gráfico 7.13 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 20% desalinhados**



### 7.5.2 Análise com Pilares Desalinhados em 30%

Os parâmetros de estabilidade global e de deslocamentos nos dois modelos apresentaram índices dentro dos limites propostos por norma, no entanto o modelo IV com as vigas mostrou um desempenho melhor que o modelo VI, pois seus valores foram menores como colocado nas tabelas 7.14 e 7.15.

**Tabela 7.14 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados.**

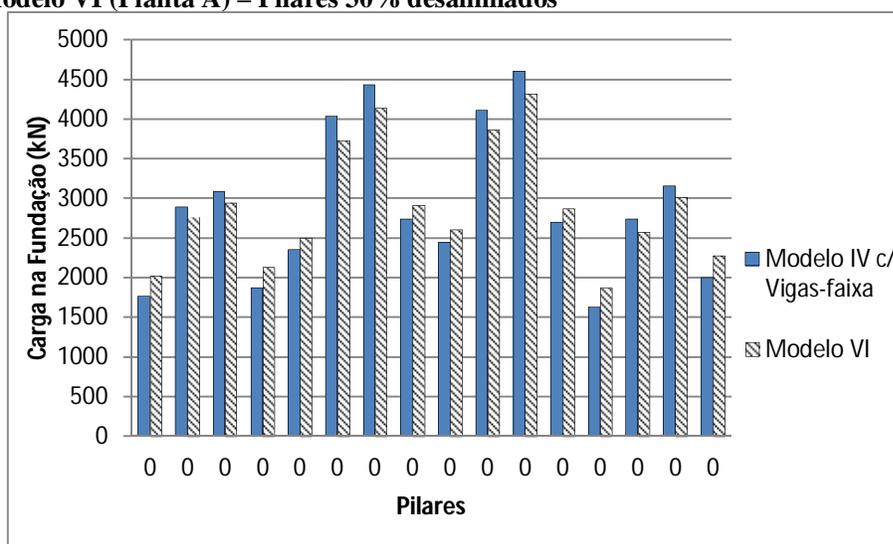
Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos			
	Modelo IV c/ Vigas-faixa - pilares 30% desalinhados	Modelo IV c/ Vigas-faixa – pilares alinhados	Modelo VI - pilares 30% desalinhados	Modelo VI - pilares alinhados
<b>GamaZ</b>	1,16	1,17	1,22	1,21
<b>FAVt</b>	1,16	1,17	1,22	1,22
<b>Alfa</b>	0,81	0,83	1,04	1,02

**Tabela 7.15 - Comparativo dos Deslocamentos Máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados.**

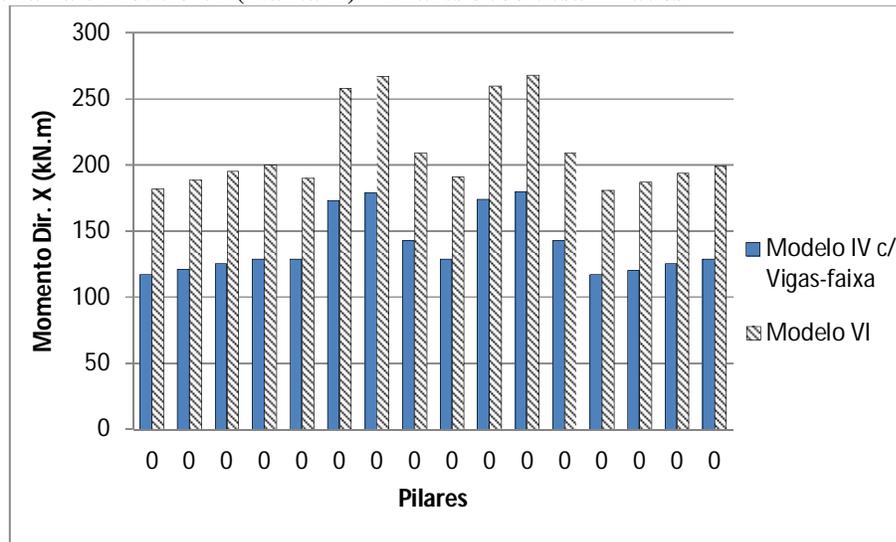
Deslocamento	Valores Máximos				Valores de Referência
	Modelo IV c/ Vigas-faixa - pilares 30% desalinhados	Modelo IV c/ vigas-faixa	Modelo VI - pilares 30% desalinhados	Modelo VI	
Topo do Edifício (cm)	1,21	1,21	1,55	1,46	2,47
Entre Pisos (cm)	0,12	0,12	0,16	0,15	0,33

As distribuições das cargas na fundação, conforme indicado pelo gráfico 7.14, foram diferentes nos dois modelos, com as maiores diferenças ocorrendo nos pilares P13 com carga de 1624 kN no modelo IV com vigas-faixa e de 1871 kN no modelo VI, com um aumento de 15,2%, e no P6 com carga de 4030 kN no modelo IV com vigas-faixa e de 3725 kN no modelo VI, com uma redução de 7,6%.

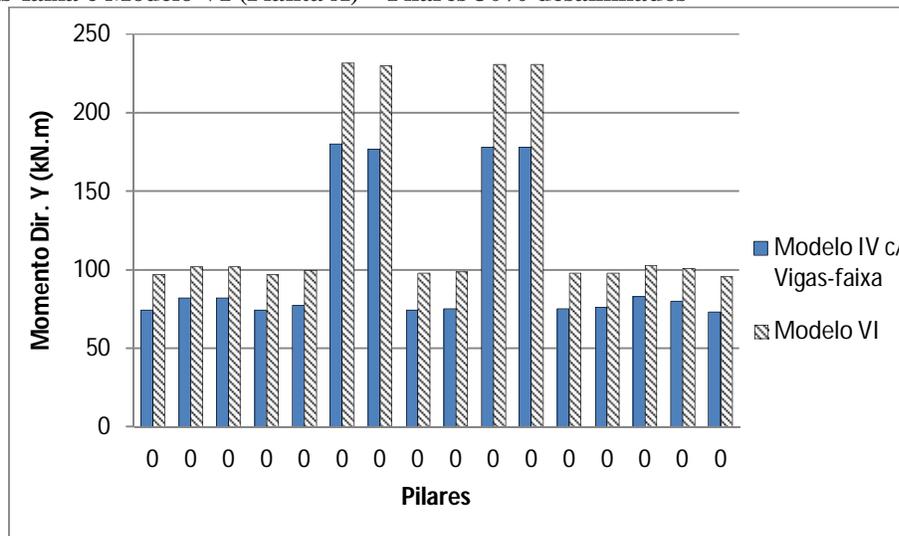
**Gráfico 7.14 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados**



**Gráfico 7.15 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados**



**Gráfico 7.16 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 30% desalinhados**



Nos gráficos 7.15 e 7.16 nota-se que também houve mudança na distribuição de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares. O modelo IV com vigas-faixa apresenta valores menores de momentos que o modelo VI nas duas direções, sendo os maiores aumentos dos valores no Modelo VI na direção X de 36% para o pilar P2, e de 24% na direção Y para o pilar P16.

### 7.5.3 Análise com Pilares Desalinhados em 40%

Os parâmetros de estabilidade global e de deslocamentos nos dois modelos apresentaram índices dentro dos limites propostos por norma, no entanto o modelo IV com vigas-faixa mostrou um desempenho melhor que o modelo VI, pois seus valores foram menores como mostrado nas tabelas 7.16 e 7.17.

**Tabela 7.16 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados.**

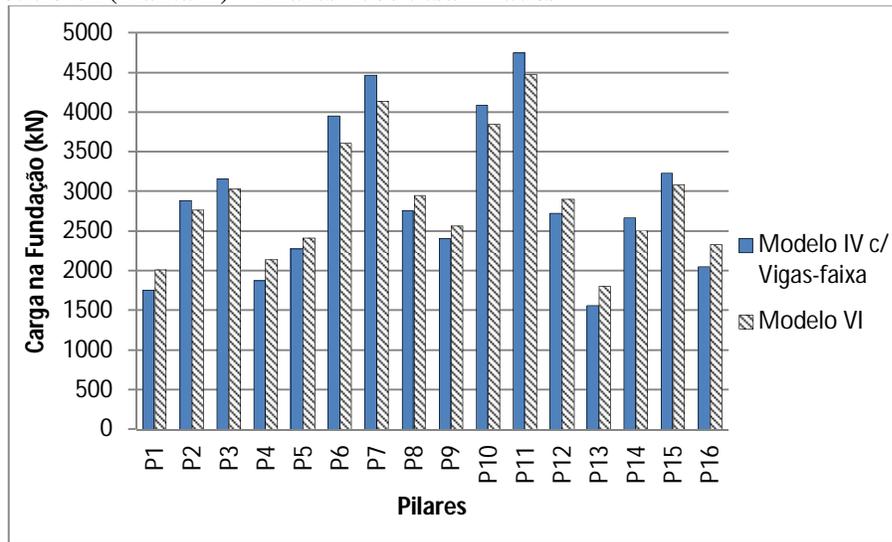
Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos			
	Modelo IV c/ Vigas-faixa - pilares 40% desalinhados	Modelo IV c/ Vigas-faixa – pilares alinhados	Modelo VI - pilares 40% desalinhados	Modelo VI - pilares alinhados
<b>GamaZ</b>	1,15	1,17	1,22	1,21
<b>FAVt</b>	1,15	1,17	1,23	1,22
<b>Alfa</b>	0,83	0,83	1,06	1,02

**Tabela 7.17 - Comparativo dos Deslocamentos Máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados.**

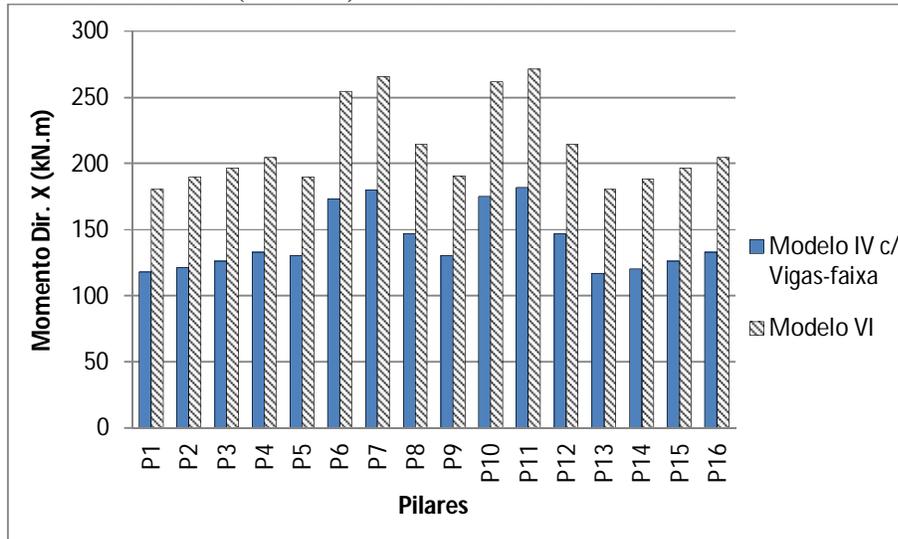
Deslocamento	Valores Máximos				Valores de Referência
	Modelo IV c/ Vigas-faixa - pilares 40% desalinhados	Modelo IV c/ vigas-faixa	Modelo VI - pilares 40% desalinhados	Modelo VI	
<b>Topo do Edifício (cm)</b>	1,25	1,21	1,60	1,46	2,47
<b>Entre Pisos (cm)</b>	0,13	0,12	0,16	0,15	0,33

As distribuições das cargas na fundação, conforme indicado pelo gráfico 7.17, foram diferentes nos dois modelos, com as maiores diferenças ocorrendo nos pilares P13 com carga de 1556 kN no modelo IV com vigas-faixa e de 1802 kN no modelo VI, com um aumento de 15,8%, e no P6 com carga de 3950 kN no modelo IV com vigas-faixa e de 3605 kN no modelo VI, com uma redução de 8,7%.

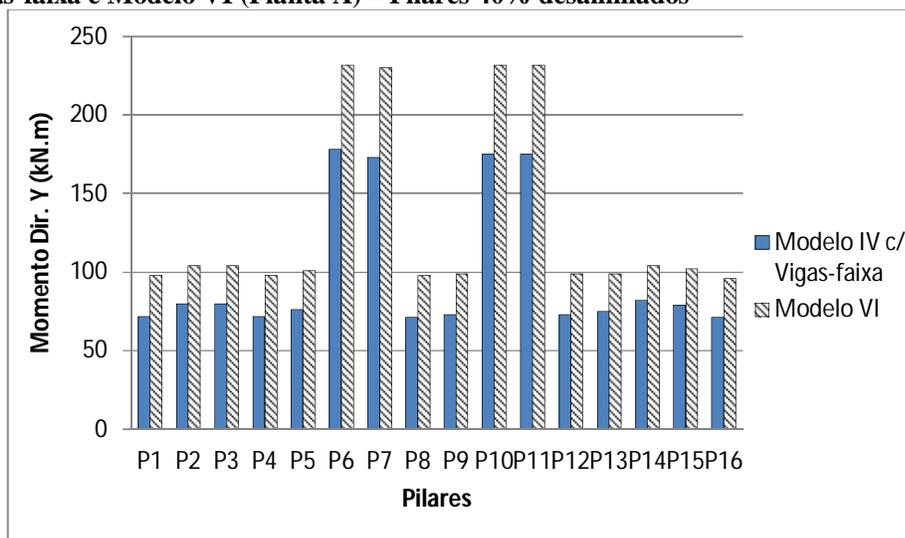
**Gráfico 7.17- Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados**



**Gráfico 7.18 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados**



**Gráfico 7.19 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta A) – Pilares 40% desalinhados**



Nos gráficos 7.18 e 7.19 nota-se que também houve mudança na distribuição de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares. O modelo IV com vigas-faixa apresenta valores menores de momentos que o modelo VI nas duas direções, sendo os maiores aumentos dos valores no Modelo VI na direção X de 36,5% para o pilar P14, e de 27,5% na direção Y para o pilar P8.

## **8 ANÁLISE DO MODELO COM SISTEMA DE LAJES LISAS E NÚCLEOS RÍGIDOS**

O sistema estrutural que compõe o edifício analisado neste capítulo é formado por lajes lisas maciças, pilares e núcleos rígidos. São apresentadas a sua composição quanto às geometrias em planta e vertical, e as considerações de materiais e carregamentos.

Exatamente como efetuado anteriormente no capítulo 7, esta estrutura será estudada perante três modelagens diferentes (modelo IV, modelo IV com vigas e modelo VI) executadas e processadas pelo programa CAD/TQS (versão 18.16.12). Os resultados colhidos dessas análises quanto à estabilidade global, deslocamentos (no topo e entre pisos), distribuição de cargas e consumos de aço serão expostos, comentados e comparados quando possível.

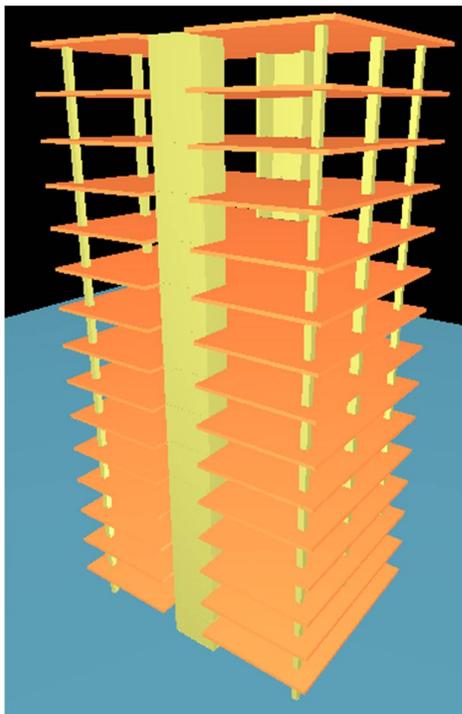
### **8.1 Geometria da Estrutura**

A planta da estrutura apresentada na figura 8.1, planta B, é concebida com dois núcleos rígidos que são fechados por uma viga (25x30) cada um, formando um vazio, apenas na cobertura essas vigas são dispensadas e o vazio é preenchido com a laje, os pilares dos cantos são quadrados com dimensão de 45x45cm e os centrais 60x40cm. A laje lisa maciça possui 25 cm de espessura, com balanços de 1,50m, totalizando uma área de 21,0m x 15,0m em planta. Quanto às dimensões verticais, adotou-se a distância das lajes na vertical de 2,80 m.

Desta forma, neste capítulo as análises serão feitas para uma estrutura composta pela planta B (laje lisa, pilares e núcleos) com 15 pavimentos, totalizando 42 m de altura, submetida aos carregamentos de vento e representada na figura 8.2.



**Figura 8.2 - Visualização espacial do edifício da planta tipo B**



## 8.2 Características dos Materiais e Carregamentos

Todas as características e variáveis referentes aos materiais, assim como os carregamentos verticais e parâmetros para determinação das ações de vento foram mantidos iguais aos utilizados no modelo do capítulo anterior.

Como a geometria da planta B mudou em relação à planta A, foram determinados novos valores de coeficiente de arrasto e pressão, apresentados na tabela 8.1.

**Tabela 8.1 - Características de carregamento de vento – Planta tipo B**

Ângulo do Vento (°)	Coef. Arrasto	Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
90	1,33	1,34
270	1,33	1,34
0	1,16	1,17
180	1,16	1,17

### 8.3 Análises

A estrutura apresentada foi submetida a três análises diferentes, cada uma utilizando um tipo de modelagem. A primeira análise utilizou o modelo IV sem vigas-faixa, a segunda utilizou também o modelo IV e fez-se o uso de vigas-faixa para definir os pórticos, e por último processou-se a estrutura com o modelo VI.

Para determinação das larguras das vigas-faixa do modelo IV adotou-se o mesmo critério usado na planta A, apresentado no capítulo anterior e descrito pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) na seção 14.7.8. As larguras dessas vigas-faixa (tabela 8.2) ficam definidas tomando-se 25% do entreixo de cada pilar, com exceção para os balanços, onde se considerou a largura total do entreixo até a borda. Neste caso consideraram-se faixas de lajes (vigas-faixa) formando pórtico apenas para os pilares e não para os núcleos. A planta B com as vigas-faixa e suas dimensões definidas é representada a seguir pela figura 8.4, e o edifício pela figura 8.3.

**Tabela 8.2 - Dimensões das vigas-faixa do pavimento da planta tipo B**

Vigas	Eixos	$b_w$ (cm)			seção (cm)
		Esq	Dir	Total	
V3=V4=V5=V6=V7=V8	1=3=A=D	150	150	300	300/25

**Figura 8.3 - Visualização espacial do edifício da planta tipo B com vigas-faixa**

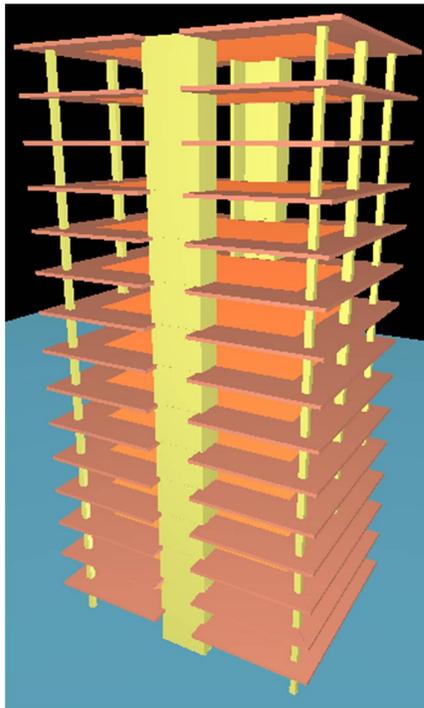
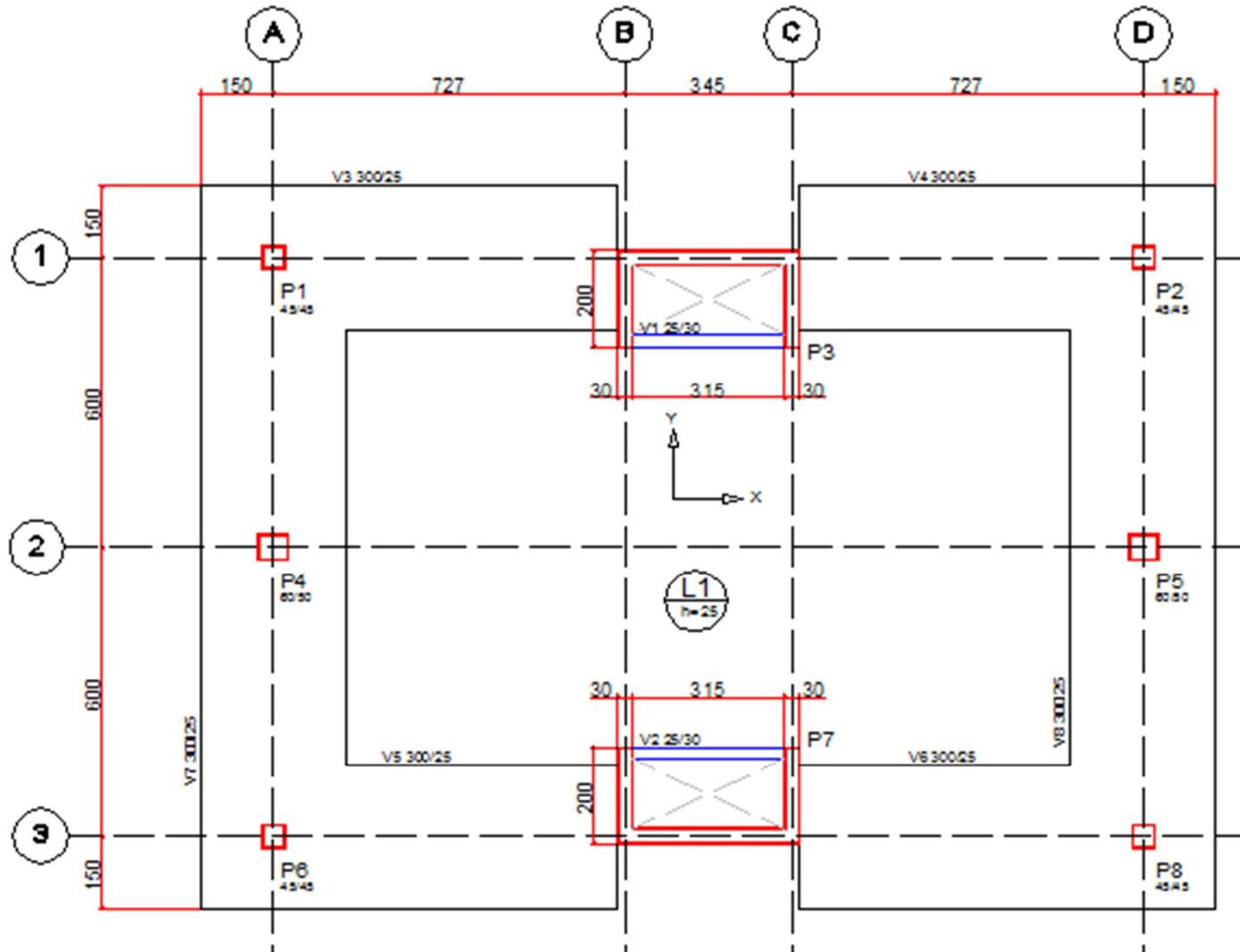


Figura 8.4 - Planta tipo B (Laje Lisa, Pilares e Núcleos Rígidos) com vigas-faixas



### 8.3.1 Análise utilizando o Modelo IV

Os resultados obtidos pela análise da estrutura utilizando o modelo IV sem vigas-faixa não atenderam quanto aos valores estabelecidos de parâmetros de estabilidade global e deslocamentos tanto no topo como entre os pavimentos, como se pode notar nas tabelas 8.3 e 8.4.

O valor do parâmetro  $\gamma_z$  de 1,46 está acima do limite estabelecido pela norma NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) que é de 1,30. Para os deslocamentos ocorre o mesmo, a norma preconiza para deslocamentos no topo do edifício a relação de  $H/1700$  e entre pisos de  $H_i/850$ , sendo  $H$  a altura total da edificação e  $H_i$  altura do pé-direito. Nesta análise o deslocamento máximo no topo foi de  $H/529$  e entre pisos de  $H_i/394$ , valores demasiadamente acima dos limites recomendados.

**Tabela 8.3 - Parâmetros de estabilidade global máxima no Modelo IV sem vigas-faixa (Planta B)**

Modelo IV sem vigas-faixa	
Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos
GamaZ	1,46
FAVt	1,52
Alfa	1,94

**Tabela 8.4 – Valores máximos de Deslocamentos no Modelo IV sem vigas-faixa (Planta B)**

Modelo IV sem vigas-faixa			
Deslocamento	Valor máximo (cm)	Referência (cm)	Situação
Topo do edifício (cm)	7,93 (H/530)	2,47 (H/1700)	Acima do limite
Entre pisos (cm)	0,71 ( $H_i/394$ )	0,33 ( $H_i/850$ )	Acima do limite

Uma vez que esta modelagem não satisfaz quanto às verificações importantes, não atendendo aos valores seguros prescritos em norma, as análises de distribuição de carga e consumos não serão feitas.

### 8.3.2 Análises utilizando o Modelo IV com vigas-faixa e o modelo VI

Nas análises pelo modelo IV com as vigas-faixa e modelo VI todas as verificações foram alcançadas, sendo assim os resultados obtidos de ambas serão abordados e comparados a fim

de mostrar as diferenças existentes de um modelo para o outro.

Os primeiros índices averiguados são os parâmetros de estabilidade global e deslocamentos, apresentados nas tabelas 8.5 e 8.6. Os resultados auferidos das duas análises atendem aos valores preconizados pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), o valor do  $\gamma_z$  1,14 para o modelo IV com vigas e 1,16 para o modelo VI estão dentro da faixa aceitável prescrita para estruturas de nós móveis ( $1,10 \leq \gamma_z \leq 1,30$ ), e os deslocamentos máximos no topo e entre pisos também se encontram dentro dos limites como mostrado na tabela 8.6.

**Tabela 8.5 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta B)**

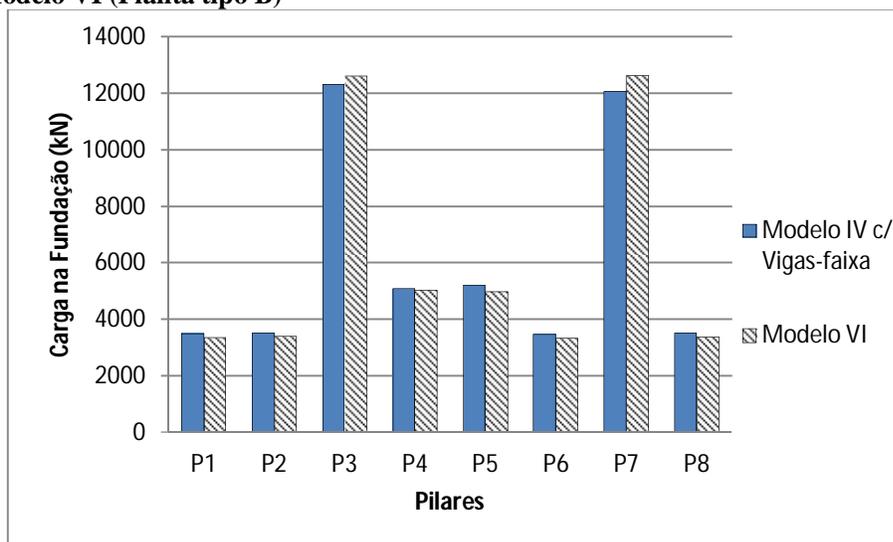
Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos	
	Modelo IV c/ Vigas-faixa	Modelo VI
GamaZ	1,14	1,16
FAVt	1,15	1,17
Alfa	0,98	1,06

**Tabela 8.6 - Comparativo dos deslocamentos máximos entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta B)**

Deslocamento	Valores Máximos		Valores de Referência
	Modelo IV c/ Vigas-faixa	Modelo VI	
Topo do Edifício (cm)	2,04 (H/3467)	2,21 (H/2233)	2,47 (H/1700)
Entre Pisos (cm)	0,17 ( $H_i/1659$ )	0,19 ( $H_i/1755$ )	0,33 ( $H_i/850$ )

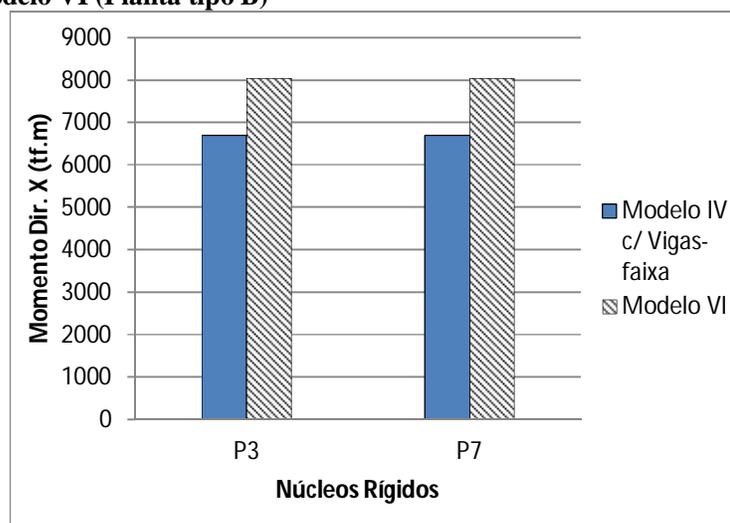
Ao observar o gráfico 8.1, nota-se que houve diferença na distribuição das cargas na fundação entre os modelos analisados, aumentando em alguns pilares e diminuindo em outros, com a maior diferença ocorrendo no pilar P6 com carga de 3477 kN no modelo IV com vigas-faixa, e de 3322 kN no modelo VI, com uma redução de 4,5%, e no núcleo P7 com carga de 12071 kN no modelo IV com vigas e de 12625 kN no modelo VI, com um aumento de 4,6%.

**Gráfico 8.1 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B)**

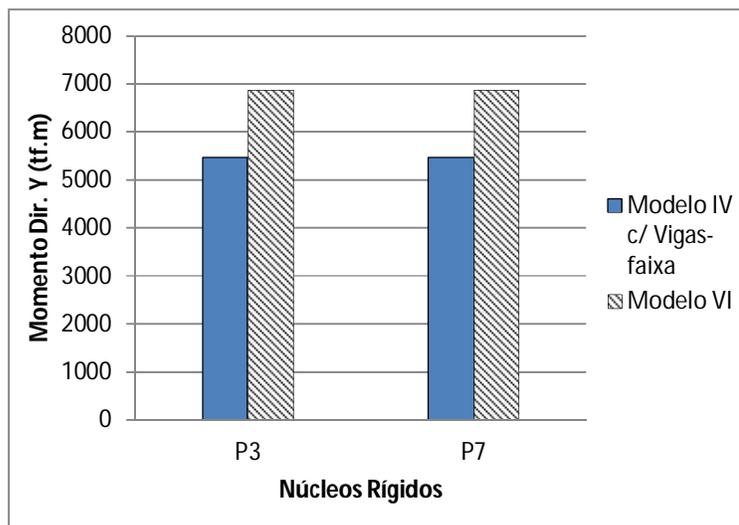


Para analisar a distribuição de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares serão comparados os valores dos núcleos rígidos (P3 e P7) os quais serão mais representativos neste caso. Observa-se pelos gráficos 8.2 e 8.3 que houve uma diferença expressiva de um modelo para o outro. O modelo IV com vigas-faixa apresenta valores menores de momentos que o modelo VI, com um aumento dos valores na direção X de 16,9% e de 20,5% na direção Y no modelo VI.

**Gráfico 8.2 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B)**

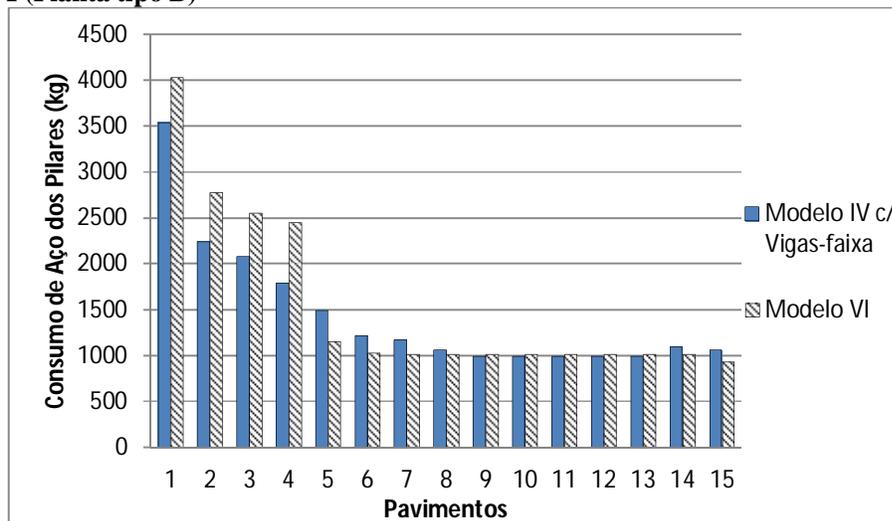


**Gráfico 8.3 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B)**



Na avaliação dos consumos, para os pilares (gráfico 8.4) os dois modelos apresentam maiores valores nos primeiros pavimentos. Nota-se que até o quarto pavimento as diferenças nos consumos foram maiores para o modelo VI chegando a uma diferença de 27% maior para o quarto pavimento em relação ao modelo IV com vigas-faixa, do quinto ao sétimo o modelo IV com vigas é que passa a apresentar maiores consumos com a maior diferença no quinto pavimento de 29%, e nos demais andares os valores passam a se aproximarem. Em geral, os consumos dos pilares foram maiores com o modelo VI.

**Gráfico 8.4 - Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B)**

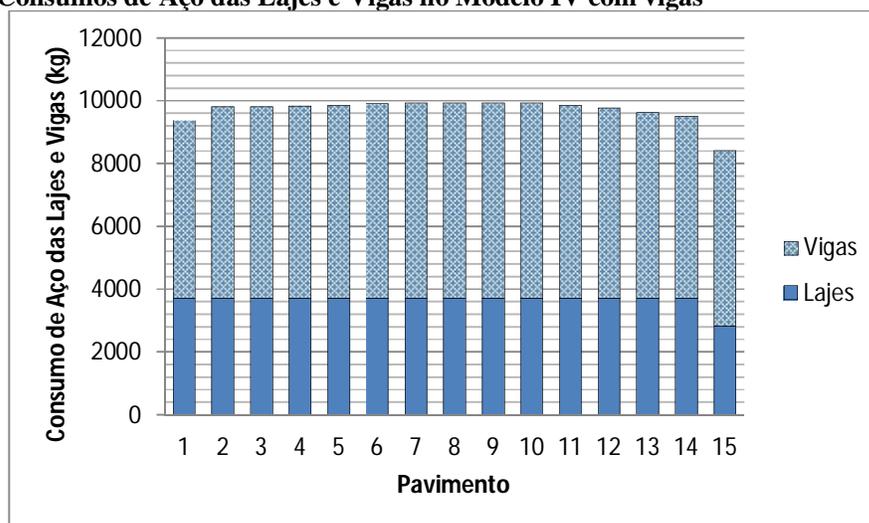


A taxa de consumo geral para os pilares no modelo IV com vigas-faixa é de 4,73 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é de 5,01 kg/m<sup>2</sup> com a diferença global de 0,28 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo VI).

Assim como na análise da planta A, nesta também nota-se nos consumos dos pavimentos (lajes + vigas) a questão da sua consideração no modelo tridimensional. No gráfico 8.7 verifica-se que o modelo IV com vigas-faixa apresenta consumos maiores de aço, pois ao considerar as vigas-faixa formando pórticos com os pilares no modelo tridimensional, estas passam a receber os esforços provenientes tanto dos carregamentos verticais quanto dos horizontais, já a laje não participa da estrutura de contraventamento, portanto é dimensionada apenas para os carregamentos verticais.

Desta forma, observa-se no modelo IV com vigas-faixa que de um pavimento tipo para o outro não há variação de consumo de aço das lajes, o que varia é o consumo de aço das vigas-faixa, conforme indicado pelo gráfico 8.5.

**Gráfico 8.5 – Consumos de Aço das Lajes e Vigas no Modelo IV com vigas**



No modelo VI (gráfico 8.6) a laje participa do pórtico tridimensional contribuindo no contraventamento da estrutura e resistindo aos carregamentos verticais e horizontais. Sendo assim apresenta uma melhor distribuição das cargas, e conseqüentemente um consumo bem menor de aço em relação ao modelo IV com vigas-faixa.

Gráfico 8.6 - Consumos de Aço das Lajes no Modelo VI (Planta tipo B)

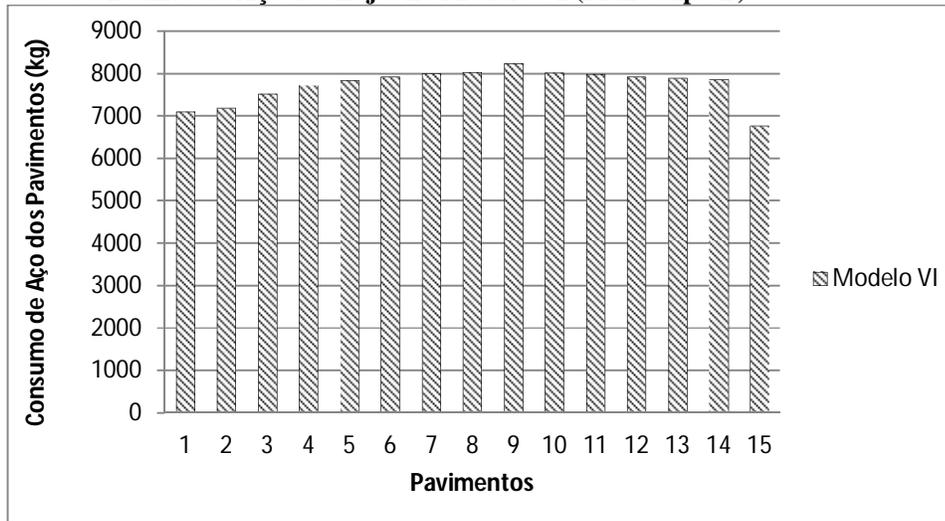
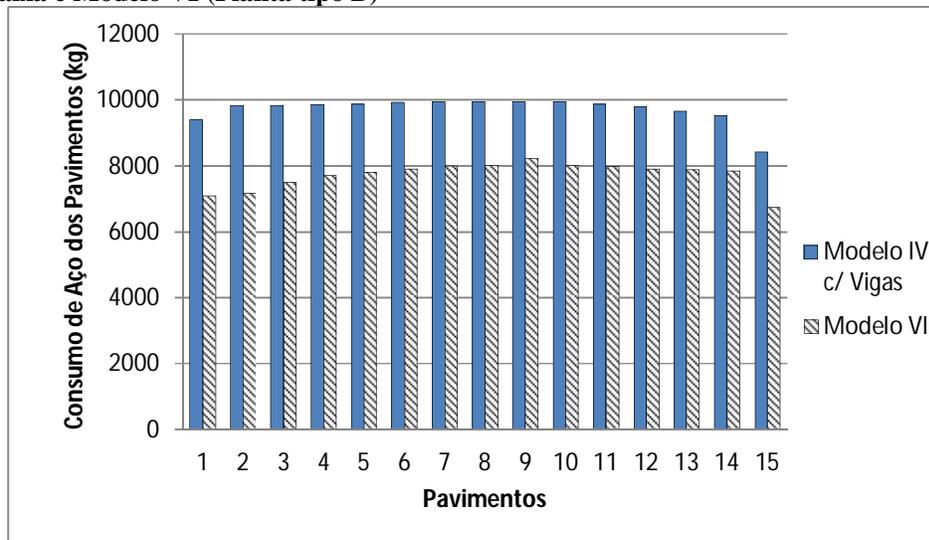


Gráfico 8.7 - Comparativo do Consumo de Aço nos Pavimentos (lajes e vigas) entre o Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Planta tipo B)



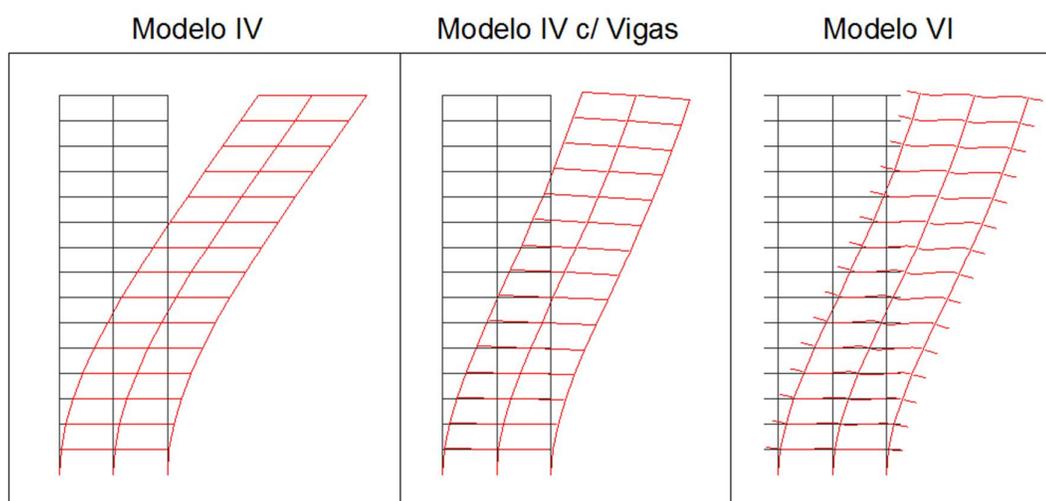
A taxa de consumo geral para os pavimentos no modelo IV com vigas-faixa é  $31,8 \text{ kg/m}^2$  e para o modelo VI é  $25,3 \text{ kg/m}^2$ , com a diferença global de  $6,5 \text{ kg/m}^2$  (maior para o modelo IV com vigas-faixa).

No consumo geral da estrutura (lajes, vigas e pilares) para o modelo IV com vigas-faixa foi de  $36,60 \text{ kg/m}^2$  e para o modelo VI de  $30,35 \text{ kg/m}^2$ , com uma redução de 17,1% de um modelo para o outro.

### 8.3.3 Análise do comportamento de deformação dos modelos

Com a finalidade de observar o comportamento da estrutura frente aos carregamentos horizontais nos diferentes tipos de modelagens, coletaram-se os gráficos com as curvas de deslocamento em cada modelagem. Para facilitar a visualização desse comportamento, os gráficos de deslocamentos foram ampliados sem escala, dentro do contexto meramente ilustrativo e apresentados na figura 8.5.

**Figura 8.5 - Comparativo ilustrativo das deformações entre os modelos (Planta tipo B)**



Fonte: Autora

A mesma análise feita pra a estrutura do capítulo anterior (planta A) se faz para esta (planta B). Os modelos são validados quanta à proposta de modelagem.

No modelo IV a estrutura apresenta um deslocamento típico de estrutura em balanço. Isto ocorre porque neste modelo as lajes não são consideradas no pórtico tridimensional, e por se tratar de um sistema de lajes lisas apenas os pilares compõem o modelo tridimensional e ficam encarregados por resistir aos esforços horizontais.

Já para os modelos IV com vigas-faixa e modelo VI o deslocamento da estrutura apresenta uma curva típica de uma estrutura aporticada, pois em ambos a laje foi considerada no modelo global da estrutura. Ao considerar as faixas de lajes como vigas-faixa no modelo IV determinaram-se assim os pórticos que foram considerados no modelo tridimensional, desta forma a laje passou a fazer parte da estrutura de contraventamento, porém com uma inércia limitada. No modelo VI toda a laje é considerada compondo a estrutura de contraventamento.

## 9 ANÁLISES DE EDIFÍCIOS REAIS

A proposta dos capítulos anteriores (sete e oito) foi a de analisar estruturas simples para facilitar o entendimento do comportamento destas.

Neste capítulo são abordadas estruturas reais de edifícios de concreto armado. São analisados dois edifícios com sistemas estruturais diferentes, um composto por lajes lisas nervuradas (estrutura não convencional) e outro por lajes maciças (estrutura convencional) através de dos modelos IV e VI do CAD/TQS.

Os resultados colhidos dessas análises quanto à estabilidade global, deslocamentos (no topo e entre pisos), distribuição de cargas e consumos de aço serão expostos, comentados e comparados quando possível.

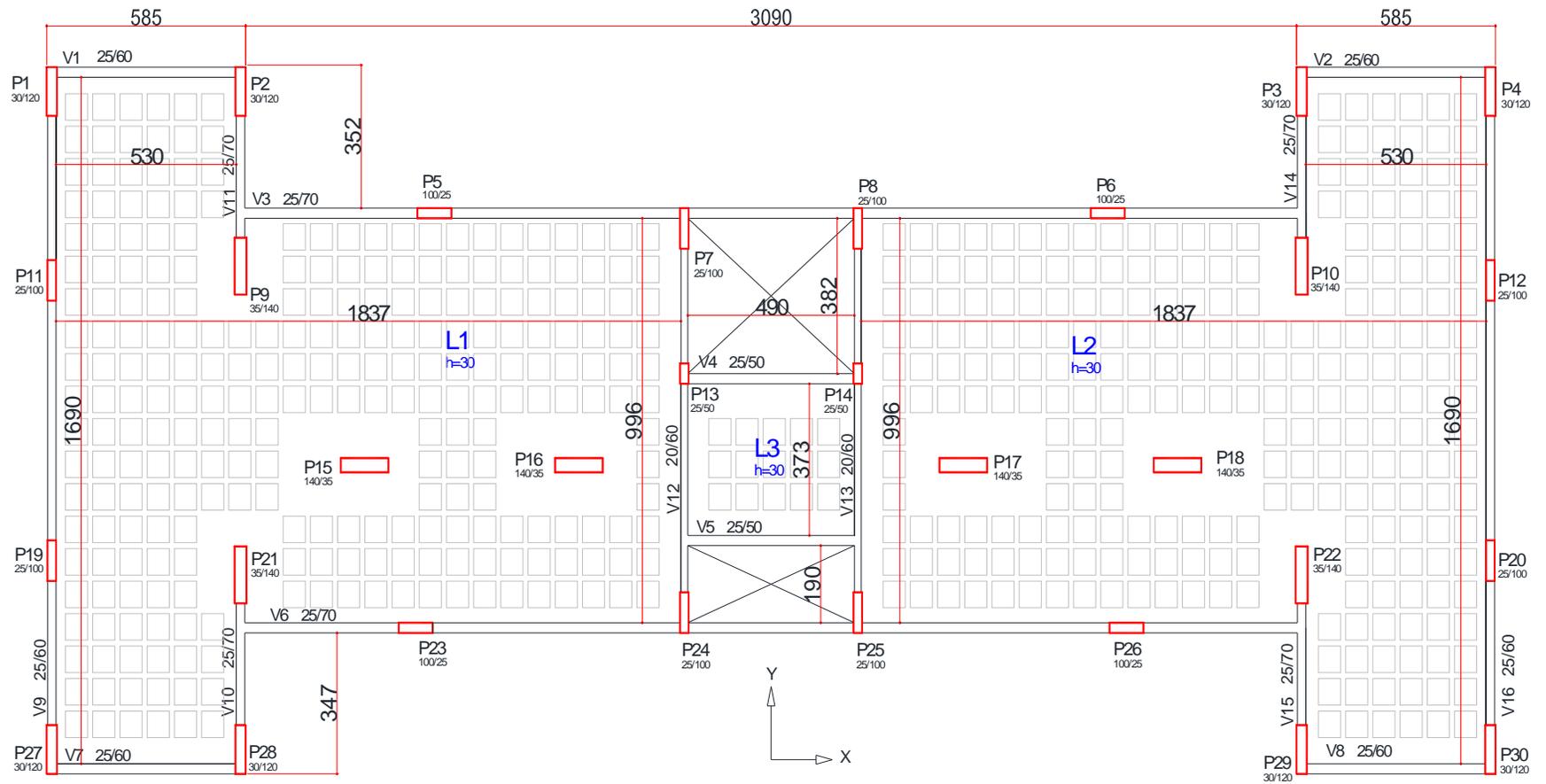
### 9.1 Edifício 1 (Sistema com lajes lisas nervuradas)

O edifício 1 (figura 9.2) é formado por um sistema de lajes lisas nervuradas, tendo parte maciça ao redor dos pilares e vigas apenas em sua periferia. Não possui núcleos rígidos. As lajes possuem altura de 30 cm, e a forma de laje utilizada é a ATEX 800.

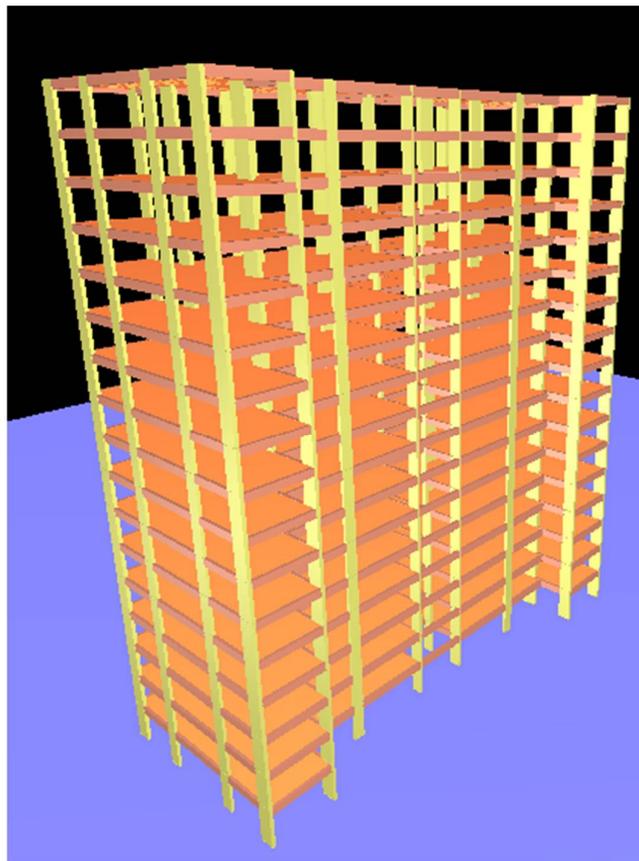
No tocante à geometria vertical, a estrutura é formada por térreo, 15 pavimentos tipo e cobertura, totalizando 17 níveis estruturais, sendo todos sujeitos à ação de vento. Para as dimensões verticais, adotou-se a distância das lajes na vertical de 3,20 m para o pavimento térreo e 2,90 m para todos os demais níveis, totalizando 49,60 m de altura.

A planta de forma do pavimento tipo é representada na figura 9.1 com as dimensões de todos os elementos. A forma da cobertura difere da do tipo, pois os vazios são preenchidos com lajes, mas dimensões não se alteram. A planta do térreo é a mesma da do pavimento tipo.

Figura 9.1 - Planta do pavimento do Edifício 1



**Figura 9.2 - Visualização espacial do edifício 1.**



### 9.1.1 Características dos materiais e carregamentos

Nas análises deste edifício foram usadas as mesmas características e variáveis referentes aos materiais (concreto e aço) adotadas nos capítulos sete e oito e representadas nas tabelas 9.1 e 9.2.

**Tabela 9.1 - Características do Concreto – Edifício 1**

Resistência Característica à Compressão ( $f_{ck}$ )	Módulo de Elasticidade Tangente ( $E_{ci}$ )	Peso específico
30 MPa	3,07 GPa	25 kN/m <sup>3</sup>

**Tabela 9.2 - Características do Aço – Edifício 1**

Tipo de barra	$E_{cs}$ (GPa)	$f_{yk}$ (MPa)	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )
CA-50	210	500	7,85
CA-60	210	600	7,85

Os carregamentos verticais adotados para os pavimentos tipos (tabela 9.3) correspondem a valores usuais para edifícios residenciais.

**Tabela 9.3 - Características de Carregamento Vertical – Edifício 1**

CARREGAMENTOS VERTICAIS		PAVIMENTOS	
		TÉRREO E TIPO	COBERTURA
Permanentes	Peso Próprio	Calculado pelo Programa	Calculado pelo Programa
	Enchimento, revestimento e piso	1,1 kN/m <sup>2</sup>	1,1 kN/m <sup>2</sup>
	Alvenaria	1 kN/m <sup>2</sup>	-
Acidentais		1,5 kN/m <sup>2</sup>	0,5 kN/m <sup>2</sup>

Para as alvenarias sobre vigas adotou-se o peso específico de 15 kN/m<sup>3</sup>, e na cobertura considerou-se uma carga adicional distribuída sobre a laje na região do reservatório de 10 kN/m<sup>2</sup>.

Para a determinação dos carregamentos de vento tomaram-se os parâmetros para determinação da pressão e dos coeficientes de forma descritos nas tabelas 9.4.

**Tabela 9.4 - Características de Vento – Edifício 1**

Velocidade básica (m/s)	Fator topográfico (S1)	Categoria de rugosidade (S2)	Classe da edificação (S2)	Fator estatístico (S3)
45	1,0	IV	B	1,0

As características de carregamento de vento são descritas na tabela 9.5.

**Tabela 9.5 - Características de Carregamento de vento – Edifício 1**

Ângulo do Vento (°)	Coef. Arrasto	Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
90	1,31	1,35
270	1,31	1,35
0	0,88	0,91
180	0,88	0,91

### 9.1.2 Análises

A estrutura apresentada foi analisada por duas modelagens distintas, a primeira utilizando

o modelo IV e a segunda processando a estrutura com o modelo VI. Os resultados obtidos em ambas atenderam todas as verificações. Desta forma esses valores serão abordados e comparados a fim de mostrar as diferenças existentes de um modelo para o outro.

Ao averiguar os resultados dos parâmetros de estabilidade global do edifício 1 (tabela 9.6), observa-se que a escolha do modelo influenciou substancialmente nesses índices. Os resultados obtidos das duas análises atendem aos valores relativos à deslocabilidade preconizados pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), mas com diferenças significativas. Enquanto no modelo IV obtém-se o valor de  $\gamma_z = 1,27$ , o qual se encontra bem próximo do limite máximo aceitável pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) para estruturas de nós móveis ( $1,10 \leq \gamma_z \leq 1,30$ ), no modelo VI o valor de  $\gamma_z$  diminui para 1,13, passando a ficar bem próximo do limite mínimo que a classifica como uma estrutura de nós fixos, indicando mais uma vez que quando considerada a laje no modelo do pórtico tridimensional, esta trabalha conjuntamente com os outros elementos estruturais no contraventamento da estrutura.

**Tabela 9.6 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos no Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**

Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos	
	Modelo IV	Modelo VI
GamaZ	1,27	1,13
FAVt	1,28	1,14
Alfa	1,19	0,82

Os deslocamentos máximos no topo e entre piso também se encontram dentro dos limites, porém foram menores para o modelo VI em 33,3% no topo do edifício e em 27,3% entre pisos, como mostrado na tabela 9.7.

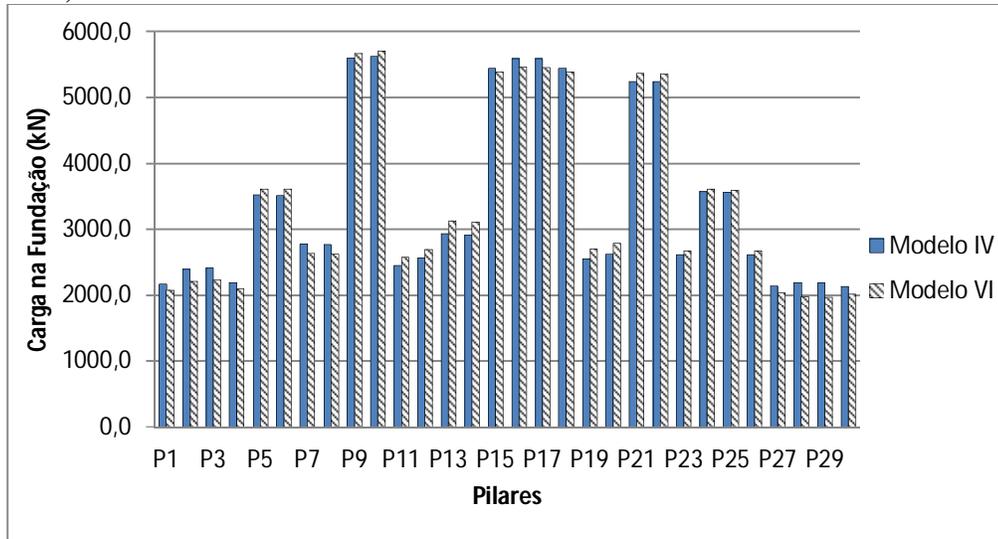
**Tabela 9.7 – Comparativo dos deslocamentos máximos no Mod. IV com vigas-faixa e Mod. VI (Edifício 1)**

Deslocamento	Valores Máximos		Valores de Referência
	Modelo IV	Modelo VI	
Topo do Edifício (cm)	1,47 (H/3368)	0,98 (H/5067)	2,92 (H/1700)
Entre Pisos (cm)	0,11 (Hi/2653)	0,08 (Hi/3727)	0,34 (Hi/850)

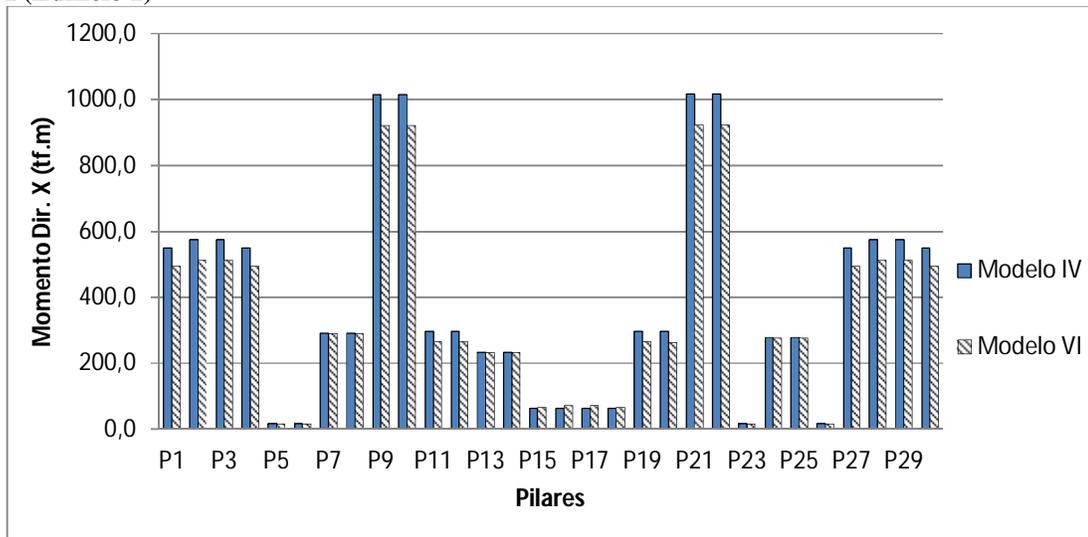
Quanto às cargas na fundação, apresenta distribuições diferentes entre os modelos analisados, os quais se encontram representados no gráfico 9.1, aumentando em alguns pilares

e diminuindo em outros. As maiores diferenças são no pilar P29 com carga de 2188 kN no modelo IV e de 1975 kN no modelo com VI, ocorrendo uma redução de 9,7%, e no pilar P13 com carga de 2933 kN no modelo IV e de 3136 kN no modelo com VI, apresentando um aumento de 6,9%.

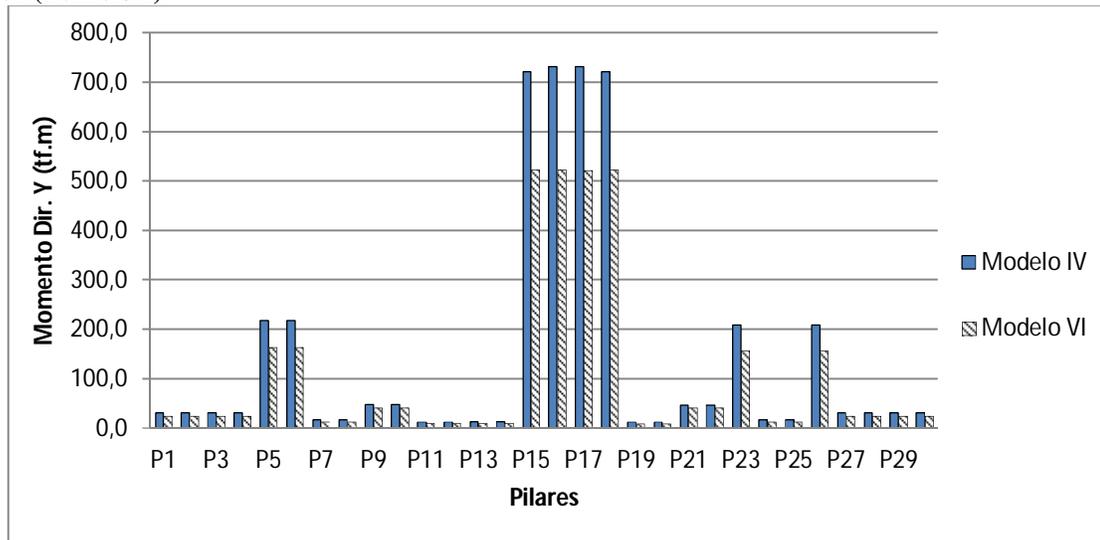
**Gráfico 9.1 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**



**Gráfico 9.2 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**



**Gráfico 9.3 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**



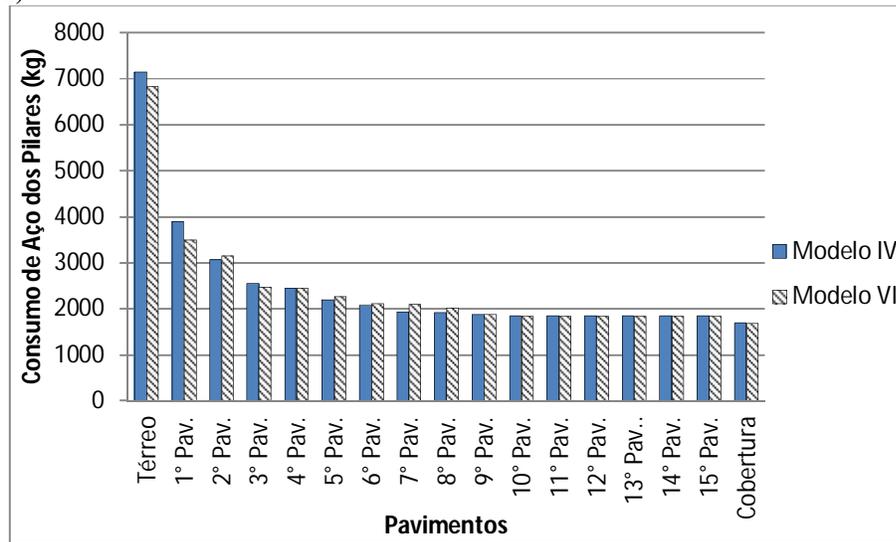
Pelos gráficos 9.2 e 9.3 são analisadas as distribuições de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares. Os momentos na direção X aumentam em alguns pilares e diminuem em outros ao se comparar os dois modelos. Em relação ao modelo VI as maiores reduções acontecem nos pilares P1 e P2 com momentos menores em 12,3%, e os maiores aumentos nos pilares P16 e P17 com momentos maiores em 11,3%. Para os momentos em Y ocorrem reduções em todos os pilares quando utilizados o modelo VI, sendo a maior diferença nos pilares P24 e P25 com momentos 42% menores.

A distribuição dos esforços nas lajes, vigas e pilares também se apresentou diferente entre os modelos analisados, essas diferenças foram analisadas do ponto de vista econômico através dos consumos de aço por pavimentos.

Os consumos de aço nos pilares (gráfico 9.4) apresentaram pequenas variações de um modelo para o outro até o 8º pavimento, depois passam a se igualarem nos demais.

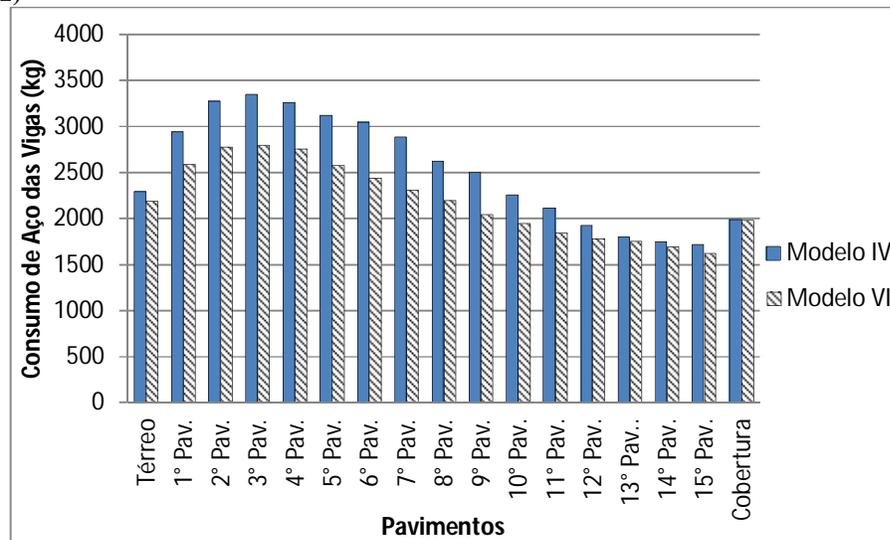
A taxa de consumo geral para os pilares no modelo IV é de 4,91 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 4,87 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,04 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo IV).

**Gráfico 9.4 - Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**

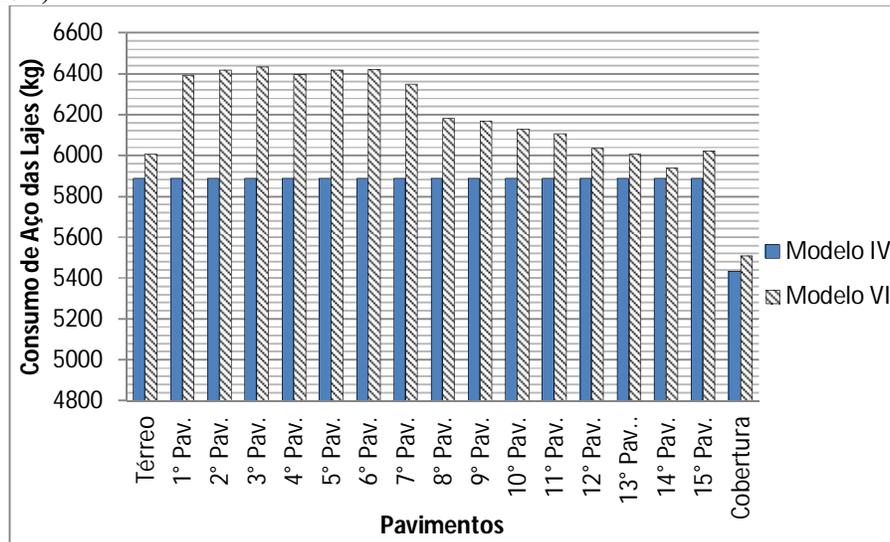


Nos consumos de aço das vigas e lajes, apresentados nos gráficos 9.5 e 9.6, nota-se claramente a questão da consideração do modelo na distribuição dos esforços. Averigua-se que quando considerada a laje no modelo tridimensional, ocorre uma redistribuição de esforços aumentando a área de aço das lajes, pois elas passam a ser armadas para trabalhar frente aos esforços horizontais, o que acarreta a diminuição da armação das vigas.

**Gráfico 9.5 - Comparativo do Consumo de Aço das Vigas entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**



**Gráfico 9.6 – Comparativo do Consumo de Aço das Lajes entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 1)**



Desta forma o modelo VI apresenta uma melhor distribuição dos esforços, ao considerar a laje também compondo o contraventamento da estrutura distribui melhor os esforços de modo que as vigas foram aliviadas (reduziu as armações) e as lajes passaram a ser armadas para resistirem além dos esforços verticais também os horizontais.

A taxa de consumo geral para as vigas no modelo IV é de 5,03 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 4,38 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,65 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo IV).

A taxa de consumo geral para as lajes no modelo IV é de 11,69 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 12,31 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,62 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo VI).

O consumo geral de aço do edifício (lajes, vigas e pilares) para o modelo IV é de 21,62 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI de 21,56 kg/m<sup>2</sup>, essa diferença 0,3% maior para o modelo IV mostra que os consumos foram praticamente iguais, embora as distribuições de esforços se apresentarem diferentes entre os modelos.

## 9.2 Edifício 2 (Sistema convencional)

O edifício 2, figura 9.4, é composto por um sistema estrutural convencional, com lajes maciças apoiadas em vigas, que se apoiam em pilares. Não possui núcleos rígidos. As lajes são maciças e possuem altura de 15 cm. A planta de forma do pavimento tipo é representada na figura 9.4 com as dimensões de todos os elementos, a forma da cobertura só difere da do

tipo, pois os vazios são preenchidos com lajes, mas dimensões não se alteram.

Em relação à geometria vertical, a estrutura é formada por 14 pavimentos tipo e cobertura, totalizando 15 níveis estruturais, sendo todos sujeitos à ação de vento. Para as dimensões verticais, adotou-se a distância das lajes na vertical de 2,90 m para todos os pavimentos, totalizando 43,50 m de altura.

**Figura 9.3 - Visualização espacial do edifício 2.**

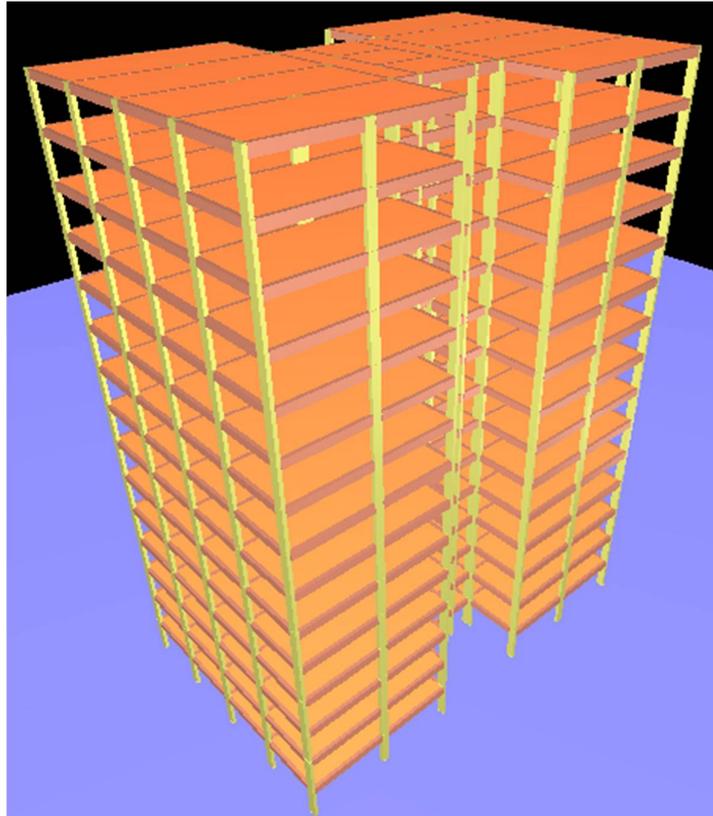
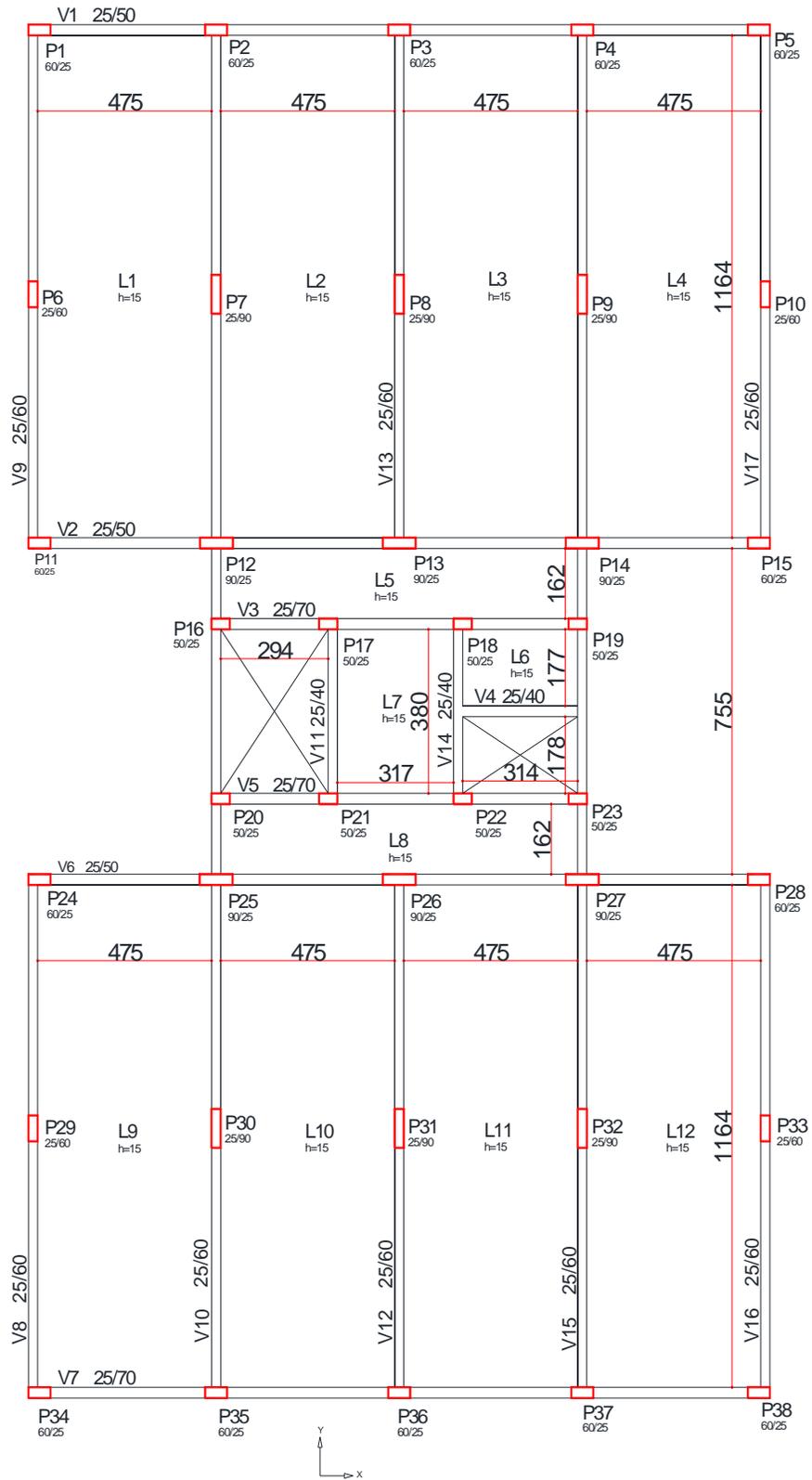


Figura 9.4 - Planta do pavimento tipo do Edifício 2.



### 9.2.1 Características dos materiais e carregamentos

Todas as características e variáveis referentes aos materiais, assim como os carregamentos verticais e parâmetros para determinação das ações de vento, foram mantidas iguais às utilizadas anteriormente no edifício 1.

Foram determinados novos valores de coeficiente de arrasto e pressão, apresentados na tabela 9.8.

**Tabela 9.8 - Características de Carregamento de vento – Edifício 2**

Ângulo do Vento (°)	Coef. Arrasto	Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
90	1,07	1,70
270	1,07	1,70
0	1,30	2,07
180	1,30	2,07

### 9.2.2 Análises

Assim como feito no edifício 1, esta estrutura foi analisada pelo modelo IV e o modelo VI, e os resultados obtidos em ambas atenderam as todas as verificações, desta forma esses valores serão abordados e comparados a fim de mostrar as diferenças existentes de um modelo para o outro.

Os valores coletados para os parâmetros de estabilidade global do edifício 2 (tabela 9.9) exibem que a escolha do modelo não afetou sensivelmente esses índices, enquanto no modelo IV obtém o valor de  $\gamma_z = 1,14$ , no modelo VI esse parâmetro passa a ser  $\gamma_z = 1,12$ . Isso ocorre porque a estrutura deste edifício é composta por vários pórticos rígidos atuando no contraventamento do edifício, sendo pouco expressiva a contribuição da laje nesse conjunto.

**Tabela 9.9 - Comparativo dos parâmetros de estabilidade global máximos no Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2)**

Parâmetros de Estabilidade Global	Valores Máximos	
	Modelo IV	Modelo VI
GamaZ	1,14	1,12
FAVt	1,14	1,13
Alfa	0,81	0,77

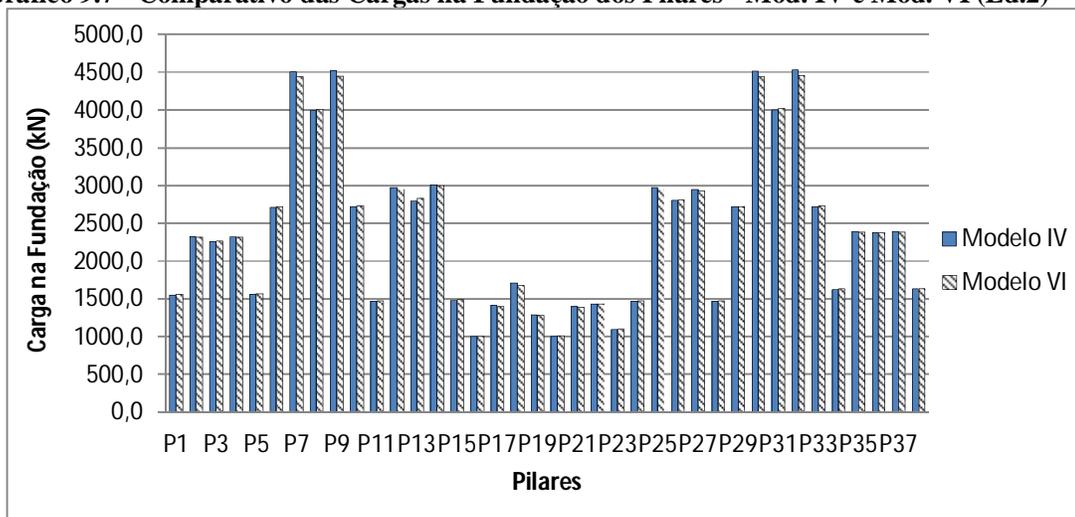
A contribuição da laje se mostra um pouco mais notável nos valores de deslocamentos (tabela 9.10), reduzindo em 12,0% os deslocamentos no topo do edifício e em 17,6% entre pisos. Todos os valores de deslocamentos e parâmetros de estabilidade global se encontram dentro do limite admitidos pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

**Tabela 9.10 - Comparativo dos deslocamentos máximos no Modelo IV com vigas-faixa e Modelo VI (Edifício 2)**

Deslocamento	Valores Máximos		Valores de Referência
	Modelo IV	Modelo VI	
Topo do Edifício (cm)	1,58 (H/2751)	1,39 (H/3131)	2,56 (H/1700)
Entre Pisos (cm)	0,17 ( $H_i/1756$ )	0,14 ( $H_i/2001$ )	0,34 ( $H_i/850$ )

As distribuições das cargas na fundação, representadas pelo gráfico 9.7, não apresentaram diferenças sensíveis, sendo muito próximas nos dois modelos. As maiores diferenças ocorrem no pilar P13 com carga de 2792 kN no modelo IV e de 2837 kN no modelo VI, ocorrendo um aumento de 1,61%, e no pilar P18 com carga de 1712 kN no modelo IV e de 1685 kN no modelo com VI, apresentando uma redução de 1,58%.

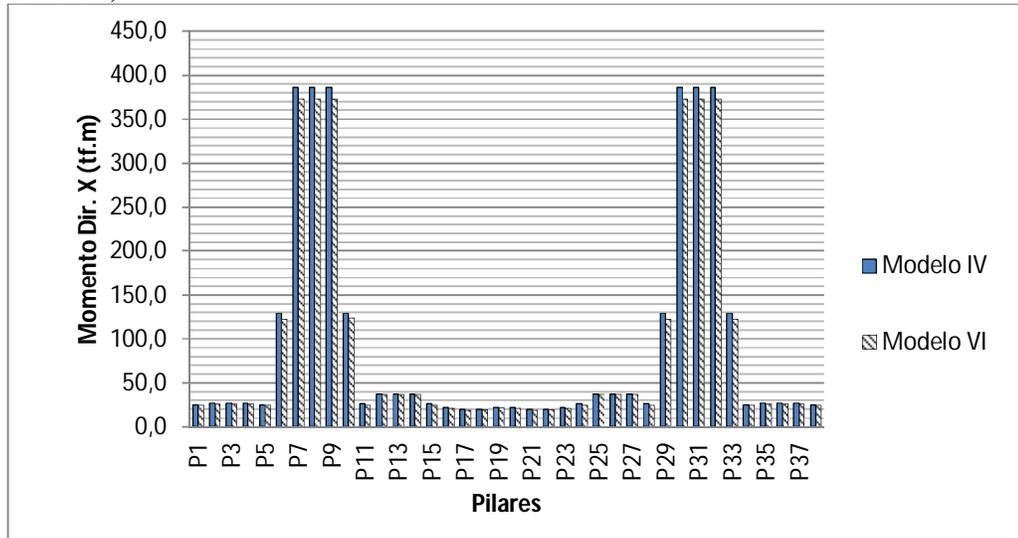
**Gráfico 9.7 - Comparativo das Cargas na Fundação dos Pilares - Mod. IV e Mod. VI (Ed.2)**



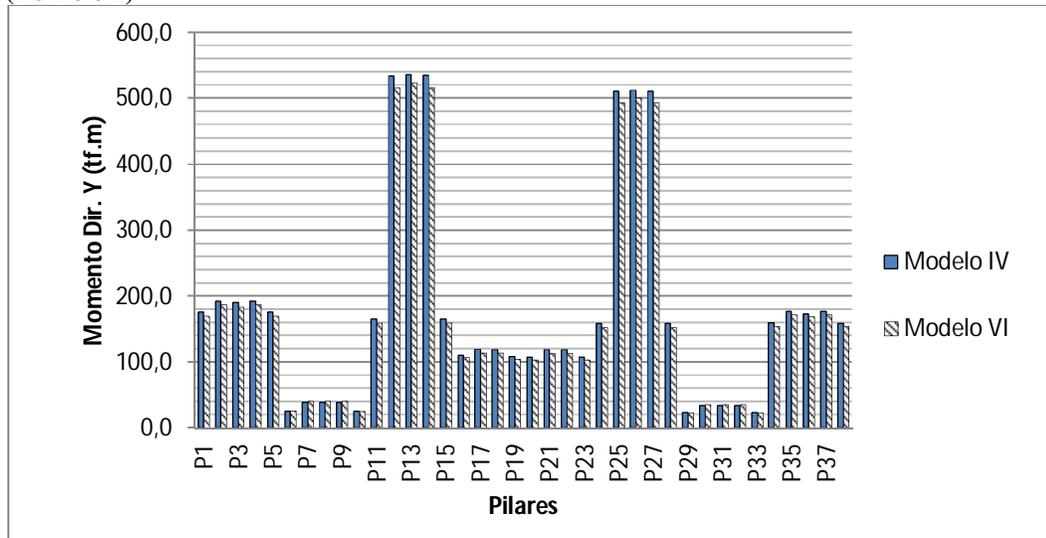
As diferenças encontradas nas distribuições de momentos gerados pelos carregamentos horizontais de vento nas bases dos pilares (gráficos 9.8 e 9.9) também foram pequenas. Os momentos na direção Y aumentam em alguns pilares e diminuem em outros ao se comparar os dois modelos. Em relação ao modelo VI a maior redução acontece no pilar P14 com momento menor em 3,48%, e o maior aumento no pilar P6 com momento 7,41% maior. Para

os momentos em X ocorrem reduções em todos os pilares quando utilizados o modelo VI, sendo a maior diferença nos pilares P17 e P21 com um momento 5,26% menor.

**Gráfico 9.8 - Comparativo de Momento na Direção X na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2)**



**Gráfico 9.9 - Comparativo de Momento na Direção Y na base dos Pilares - Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2)**

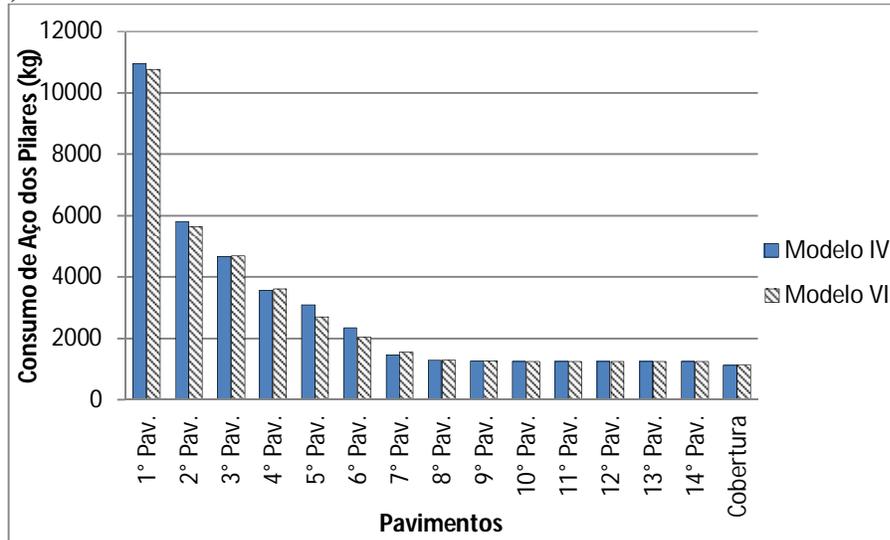


Nota-se que houve uma redistribuição dos esforços entre os elementos ao analisar os consumos de aço. Em geral os pilares e vigas têm redução de área de aço e nas lajes ocorre um aumento.

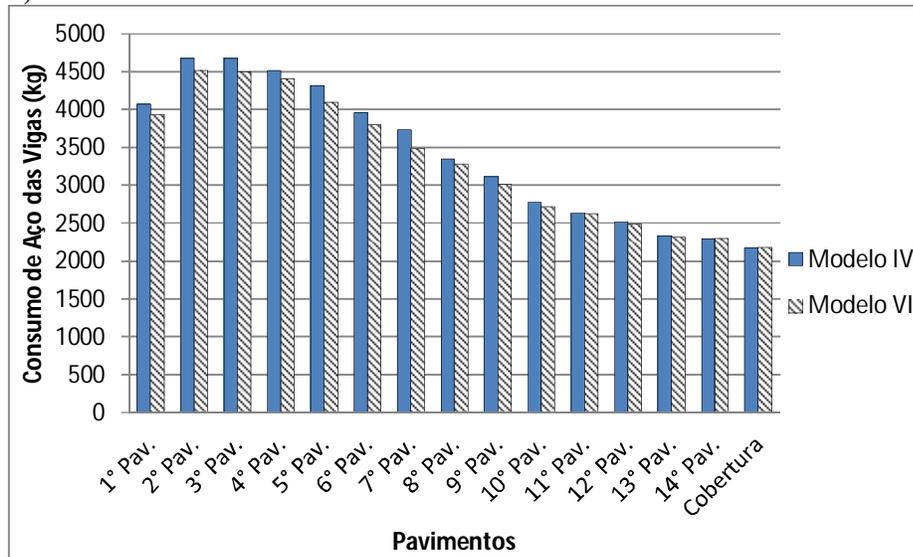
Os consumos de aço nos pilares apresentaram pequenas variações de um modelo para o outro até o 7º pavimento, depois passam a se igualarem nos demais, conforme mostrado no gráfico 9.10.

A taxa de consumo geral para os pilares no modelo IV é de 5,04 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 4,94 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,10 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo IV).

**Gráfico 9.10 – Comparativo do Consumo de Aço dos Pilares entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2)**



**Gráfico 9.11 – Comparativo do Consumo de Aço das Vigas entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2)**

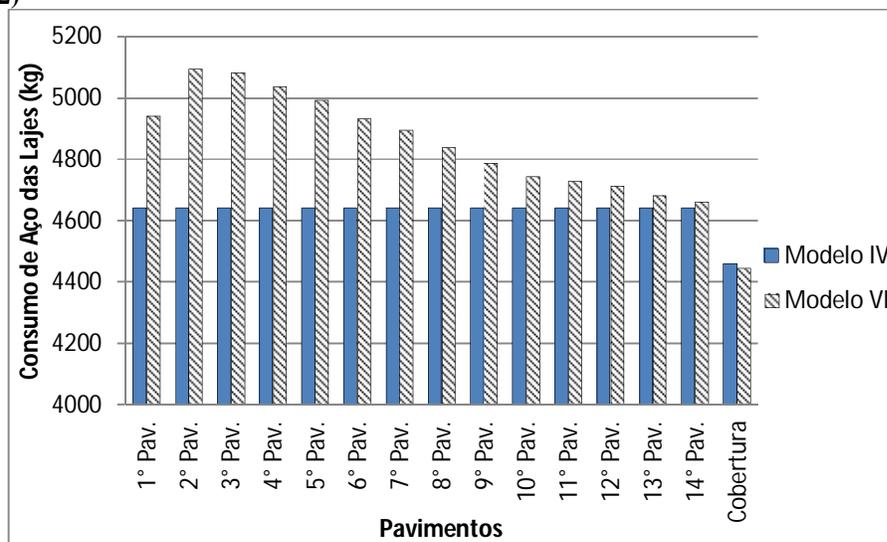


Os consumos de aço das vigas (gráfico 9.11) no modelo VI foram menores, porém o consumo das lajes (gráfico 9.12) aumentaram em todos os níveis, excetuando-se a cobertura, mostrando que houve distribuição dos esforços diferentes nos dois modelos, e ressaltando novamente a atuação da laje quando considerada no modelo do pórtico tridimensional.

A taxa de consumo geral para as vigas no modelo IV é de 6,16 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI

é 5,99 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,17 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo IV).

**Gráfico 9.12 – Comparativo do Consumo de Aço das Lajes entre o Modelo IV e Modelo VI (Edifício 2)**



A taxa de consumo geral para as lajes no modelo IV é de 8,37 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI é 8,75 kg/m<sup>2</sup>, com a diferença global de 0,38 kg/m<sup>2</sup> (maior para o modelo VI).

O consumo geral de aço do edifício (lajes, vigas e pilares) para o modelo IV é de 19,57 kg/m<sup>2</sup> e para o modelo VI de 19,67 kg/m<sup>2</sup>, ocorrendo uma redução de 0,51%, diferença pouco relevante.

## **10 CONCLUSÕES, COMENTÁRIOS E SUGESTÕES**

Neste capítulo são apresentadas todas as conclusões e comentários sobre o trabalho realizado, bem como algumas sugestões para possíveis futuras pesquisas que possam aprimorar ou complementar este estudo.

De forma a facilitar o entendimento, são feitas tabelas sintetizando os principais resultados obtidos de cada análise, os quais já foram apresentados detalhadamente nos capítulos anteriores.

### **10.1 Comportamento da estrutura com lajes lisas e pilares quanto ao deslocamento lateral, esforços e consumos de armadura segundo os diversos modelos**

Observando os resultados das análises efetuadas com a planta tipo A composta por pilares e laje lisa (tabela 10.1), nota-se a importância da consideração da rigidez à flexão da laje no contraventamento de estruturas desprovidas de pórticos formados por vigas e pilares. No modelo IV sem vigas-faixa, em que apenas os pilares são considerados no contraventamento, a estrutura não apresentou rigidez eficaz para resistir às deformações.

**Tabela 10.1 - Resumo das Análises da Planta A - Pilares Alinhados**

Planta tipo A - Pilares Alinhados						
Modelagem	Parâmetros de Estabilidade Global			Deslocamentos (cm)		Consumo Geral de Aço (kg/m <sup>2</sup> )
	GamaZ	FAVt	Alfa	Topo do Edifício	Entre Pisos	
<b>Modelo IV</b>	*	*	*	191,57*	16,8*	*
<b>Modelo IV com vigas-faixa</b>	1,17	1,17	0,83	1,21	0,12	33,7
<b>Modelo IV com vigas-faixa Reduzidas</b>	1,20	1,20	0,90	1,33	0,14	31,7
<b>Modelo VI</b>	1,21	1,22	1,02	1,46	0,15	31,9

\*Valores que não verificam quanto aos limites normativos. Somente para análise dos modelos.

No modelo IV com vigas-faixa ao considerar as lajes no pórtico tridimensional de modo aproximado, por meio da determinação dessas faixas de lajes, o modelo passou a ter sua análise viável, alcançando valores de parâmetros de estabilidade e deslocamentos dentro dos limites propostos por norma. Essas faixas de lajes adotadas para fazerem parte do contraventamento da estrutura foram determinadas através de um processo descrito pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) para análise de carregamentos verticais, pois não há nenhuma referência normativa que permita sua determinação aproximada em relação aos carregamentos horizontais.

Ao variar as larguras dessas vigas-faixa, conseqüentemente se diminui a rigidez da estrutura, passando então a apresentar um comportamento mais flexível, se aproximando muito do comportamento apresentado pela estrutura analisada com o modelo VI mais refinado, alertando assim, o cuidado que se deve ter quando utilizado esse tipo de consideração da laje, pois a determinação das larguras dessas faixas de laje (vigas-faixa) interfere diretamente no comportamento da estrutura, dependendo do critério adotado pode-se estar considerando a estrutura mais ou menos rígida. No modelo em questão, ao se reduzir as larguras das vigas internas que antes eram de 25% do entreixo de cada pilar para 15%, o deslocamento no topo aumentou em 9,9% e entre pisos em 16,7%, além de o valor de  $\gamma_z$  passar de 1,17 para 1,20.

No modelo VI a rigidez da laje é levada em conta em sua totalidade no cômputo da estrutura de contraventamento. Assim todos os elementos estruturais trabalham solidarizados frente aos carregamentos, tanto verticais quanto horizontais, representando de forma mais realista o comportamento da estrutura.

Houve diferença de distribuição das cargas na fundação entre os modelos, no entanto não

foram expressivas, sendo a maior diferença entre o modelo IV com vigas-faixa e o modelo VI de 11,8%, e entre o modelo IV com vigas-faixa reduzidas e VI de 5,5%.

Quanto à distribuição dos esforços, através dos consumos de aço, foi possível perceber que ocorre de forma diferente em cada modelo. No modelo IV com vigas-faixa os pavimentos apresentaram maiores consumos. As armações das lajes são iguais em todos os pavimentos por serem dimensionadas apenas para os carregamentos verticais, e somente as vigas-faixa (faixas de laje) são armadas para resistirem além dos carregamentos verticais também os horizontais por fazerem parte do sistema de contraventamento da estrutura (formam pórticos com os pilares).

No modelo VI houve uma melhor distribuição das cargas dado que toda a dimensão da laje é considerada na composição do contraventamento da estrutura, e não apenas faixas como no outro modelo. Toda a laje passa a resistir aos esforços relativos às cargas de origens vertical e horizontal, desta forma é dimensionada e armada para resistir ao conjunto destes dois tipos de carregamentos, por isso apresenta um arranjo diferente de armação para cada pavimento, os mais solicitados estão mais armados, mas à medida que os carregamentos diminuíram os consumos também reduziram. Desta forma, o modelo VI denotou um menor consumo de armadura dos pavimentos (lajes e vigas).

Nos pilares, os primeiros pavimentos tiveram maiores consumos para o modelo VI e depois os consumos foram se igualando.

Embora os esforços tenham ocorrido de maneira diferente, as diferenças no consumo geral foram muito pequenas, de 5,6% maior para o modelo IV com vigas-faixa e 0,6% menor para o modelo IV com vigas-faixa reduzidas, em relação ao modelo VI.

## **10.2 Comportamento da estrutura com lajes lisas e pilares com pilares desalinhados segundo os diversos modelos**

No estudo com pilares desalinhados (tabela 10.2) para este tipo de planta (A) quanto a estabilidade e deslocabilidade não se observa uma interferência significativa no comportamento global da estrutura em nenhuma das modelagens, e nem em relação aos modelos com os pilares alinhados. Tanto para os modelos IV com vigas quanto para os modelos VI os valores de  $\gamma_z$  foram praticamente os mesmos para os três desalinhamentos e também em referência ao modelo alinhado. Os deslocamentos no topo e entre pisos no

modelo VI foram um pouco maiores nos modelos desalinhados, mas diferença essa que não ultrapassou 9,6%.

**Tabela 10.2 - Resumo das Análises da Planta tipo A - Pilares Desalinhados**

Planta tipo A - Pilares Desalinhados						
Desalinhamento	Modelagem	Parâmetros de Estabilidade Global			Deslocamentos (cm)	
		GamaZ	FAVt	Alfa	Topo do Edifício	Entre Pisos
20%	Modelo IV com vigas	1,16	1,16	0,82	1,17	0,12
	Modelo VI	1,22	1,23	1,04	1,53	0,16
30%	Modelo IV com vigas	1,16	1,22	0,81	1,21	0,12
	Modelo VI	1,22	1,22	1,04	1,55	0,16
40%	Modelo IV com vigas	1,15	1,15	0,83	1,25	0,13
	Modelo VI	1,22	1,23	1,06	1,6	0,16
Alinhado	Modelo IV com vigas	1,17	1,17	0,83	1,21	0,12
	Modelo VI	1,21	1,22	1,02	1,46	0,15

### 10.3 Comportamento da estrutura com laje lisa e núcleo rígido com os diversos modelos

A partir dos resultados obtidos nas análises com a planta tipo B composta por pilares, lajes lisas e núcleos rígidos (tabela 10.3), observa-se que quando utilizado elemento de contraventamento com elevada rigidez (núcleo rígido) as diferenças nos comportamentos das estruturas não foram tão expressivos, pois as cargas passam a ser direcionadas mais para esses elementos e menos para os outros de menor rigidez.

**Tabela 10.3 - Resumo das Análises da Planta tipo B - Núcleos Rígidos**

Planta tipo B - Núcleos Rígidos						
Modelagem	Parâmetros de Estabilidade Global			Deslocamentos (cm)		Consumo Geral de Aço (kg/m <sup>2</sup> )
	GamaZ	FAVt	Alfa	Topo do Edifício	Entre Pisos	
Modelo IV	1,46*	1,52*	1,94*	7,93*	0,71*	*
Modelo IV com vigas	1,14	1,15	0,98	2,04	0,17	36,60
Modelo VI	1,16	1,17	1,06	2,21	0,19	30,35

\*Valores que não verificam quanto aos limites normativos. Somente para análise dos modelos.

Para o modelo IV sem vigas-faixa a estrutura apresentou valores de parâmetros de estabilidade global e deslocamentos acima dos limites normativos, no entanto não foram tão discrepantes quanto os obtido na análise da planta tipo A. Neste caso, se feitos alguns ajustes como nas dimensões dos elementos de contraventamento, que neste caso são apenas os pilares, a estrutura passaria a atender a esses limites, contudo tornaria esse modelo inviável economicamente e arquitetonicamente por conta do aumento do volume desses elementos estruturais.

Os modelo IV com vigas-faixa e o VI quanto à estabilidade e deslocamentos, atendem os limites de norma. O modelo IV com vigas-faixa apresentou valores menores, porém muito próximos aos do modelo VI.

A contribuição da laje por meio do modelo VI para esta estrutura foi de suma importância, pois quando não considerada pela análise com o modelo IV a estrutura se tornou inviável, apresentando os valores de estabilidade global e deslocamento superiores aos permitidos por norma. Contudo quando analisada com a consideração aproximada da laje por meio de adoção de vigas-faixa no modelo IV e a consideração total da laje pelo modelo VI as diferenças nos resultados não apresentaram tanta expressividade, pois os núcleos são tão rígidos que direcionam a maior parte das cargas para si, amenizando os outros elementos de contraventamento como os pórticos formados com vigas-faixa ou com as lajes.

Assim como na análise anterior, as diferenças nas distribuições das cargas na fundação entre os modelos não foram significativas, sendo a maior diferença encontrada de 4,6%. O comportamento quanto às distribuição dos esforços foi semelhante em relação aos pavimentos e pilares, o modelo VI apresentou um melhor arranjo. No geral, o modelo VI apresentou um consumo menor que o modelo IV com vigas em 17,1% .

#### **10.4 Comportamento da estrutura de edifício real com sistema de laje lisa nervurada segundo os diversos modelos**

Uma vez que as análises pelo modelo IV das estruturas de edifícios reais (edifício 1 e edifício 2) atenderam a todas as verificações, foi possível mostrar melhor as diferenças quando as lajes não são consideradas e quando são consideradas totalmente no pórtico tridimensional.

**Tabela 10.4 - Resumo das Análises do Edifício 1 - Sistema com Lajes Lisas Nervuradas**

<b>Edifício 1 (Sistema Com Lajes Lisas Nervuradas)</b>						
<b>Modelagem</b>	<b>Parâmetros de Estabilidade Global</b>			<b>Deslocamentos (cm)</b>		<b>Consumo Geral de Aço (kg/m<sup>2</sup>)</b>
	<b>GamaZ</b>	<b>FAVt</b>	<b>Alfa</b>	<b>Topo do Edifício</b>	<b>Entre Pisos</b>	
<b>Modelo IV</b>	1,27	1,28	1,19	1,47	0,11	21,62
<b>Modelo VI</b>	1,13	1,14	0,82	0,98	0,08	21,56

Os resultados alcançados para o edifício 1 (tabela 10.4) mostram mais uma vez a importância da contribuição da rigidez à flexão das lajes para esse tipo de estrutura não convencional, uma vez que quando utilizado o modelo de pórtico tridimensional sem a laje (modelo IV) a estrutura teve um comportamento desfavorável, tendo parâmetros de estabilidade global e deslocamentos muito discrepantes quando comparados aos obtidos através da consideração do modelo completo (modelo VI). Quanto à redistribuição de esforços a nível de dimensionamento dos elementos estruturais, no modelos IV alguns elementos podem estar superdimensionados em relação ao modelo VI, pois com a consideração da laje houve uma redução do consumo de aço nos pilares e vigas. No entanto, as lajes foram mais solicitadas no modelo VI, aumentando desta forma seu consumo de aço, ou seja, no modelo IV estas lajes estariam sub-dimensionadas. Com relação ao consumo geral no edifício 1 a variação foi desprezível, ficando 0,3% mais econômico quando utilizado o modelo VI, porém viabiliza esta estrutura com relação aos parâmetros de estabilidade global.

### **10.5 Comportamento da estrutura de edifício real com sistema convencional (laje e viga) segundo os diversos modelos**

Para o edifício 2 a escolha do modelo não interferiu substancialmente no comportamento como ocorreu no edifício 1. Isso ocorre porque esta estrutura é composta por vários pórticos rígidos formados por vigas e pilares que atuam no contraventamento do edifício, tendo pouca interferência a presença da laje. Desta forma os valores encontrados para deslocamentos, consumos de aço e cargas na fundação para os modelos com laje e sem laje ficaram muito próximos, conforme indicado na tabela 10.5.

**Tabela 10.5 - Resumo das Análises do Edifício 2 - Sistema convencional**

Edifício 2 (Sistema Convencional)						
Modelagem	Parâmetros de Estabilidade Global			Deslocamentos (cm)		Consumo Geral de Aço (kg/m <sup>2</sup> )
	GamaZ	FAVt	Alfa	Topo do Edifício	Entre Pisos	
<b>Modelo IV</b>	1,14	1,14	0,81	1,58	0,17	19,57
<b>Modelo VI</b>	1,12	1,13	0,77	1,39	0,14	19,67

## 10.6 Comentários finais e sugestões

O trabalho, apesar de conter um número pequeno de exemplos, pode mostrar como a consideração da laje no cálculo da deformação pode ser importante. Pode-se dizer, apoiada, nas conclusões do exemplo A, que em estruturas de múltiplos andares com lajes lisas, sem vigas no contorno, ou núcleo central, para se obter pilares com dimensões usuais é imprescindível o uso do modelo tridimensional. Mas mostra também que, aparentemente, para prédios com vigas a consideração do modelo tridimensional não conduz a resultados muito diferentes para deslocamentos laterais. Também mostra que a falta de regularidade no alinhamento dos pilares em planta, em princípio, (não foi estudada a torção provocada pelo vento) não conduz a deslocamentos laterais maiores.

A partir do que foi desenvolvido neste trabalho, são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros que possam contemplar e conter tópicos que não foram tratados neste. Sugere-se um estudo que compare estruturas analisadas pelo modelo VI do CAD/TQS com modelagem pelo Método dos Elementos Finitos. Outro tópico a ser estudado é a consideração da laje trabalhando como diafragma flexível frente aos carregamentos horizontais. Situações onde se empregue, por exemplo, o sistema de lajes pré-fabricadas como diafragma de edifícios de múltiplos pavimentos. Também se propõe verificar a possibilidade de estabelecer parâmetros para se determinar larguras de faixas de lajes lisas de maneira que mesmo com modelos de cálculo mais simples possa se estabelecer com certa precisão a deslocabilidade lateral.

## Referências Bibliográficas

ACI Committee 318, “**Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-08)**”, American Concrete Institute.

ANDRADE NETO, I. C. (2013). **Contribuição a análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca da rigidez entre pavimentos**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Universidade Brasília, Brasília, DF.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6118: **Projeto de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2014.

BALCAZAR, E. A. S. G. (1991). **Análise linear de estruturas tridimensionais pelo método dos elementos finitos utilizando subestruturas**. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

BEZERRA, D. P. (1995). **Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

BRISOT, G. V. et al. (2001). Influência da rigidez das lajes de concreto armado na distribuição dos esforços laterais, **XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**. Brasília, Brasil.

BRUNELI, A. C. (1987). **Análise estrutural de edifícios sujeitos ao carregamento horizontal, considerando a rigidez das lajes, com o método os elementos finitos**. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP

BUENO, M. M. E. (2009). **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado em Construção Civil. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF.

CABRERA, J. (2013). **Diferencias y comportamientos de diafragmas rígidos y flexibles**. Disponível em <<http://civilgeeks.com/2011/08/21/diferencias-y-comportamientos-de-diafragmas-rigidos-y-flexibles/>>. Acesso em: 15 de maio de 2013.

CABRERA, J. (2013). **Diafragmas rígidos y flexibles**. Disponível em <<http://civilgeeks.com/2011/08/23/diafragmas-rigidos-y-flexibles/>>. Acesso em: 02 de setembro de 2013.

CARVALHO, R. C., PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Volume 2**. Editora PINI, São Paulo, Brasil, 2009.

CICOLIN, L. A. B. (2007). **Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

CICOLIN, L. A. B. , FIGUEIREDO FILHO, J. R. Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas. **Revista IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**, SÃO PAULO, v. 4, n. 3, ago. 2011, ISSN 1983-4195.

CORRÊA, M. R. S. (1991). **Aperfeiçoamento de modelo usualmente empregado no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP

COSTA, C. B. (2003). **Considerações sobre alguns modelos clássicos para análise estrutural de edifícios de andares múltiplos sujeitos à ação de forças laterais**. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG.

DUBEY, R. P. A. Influence of diaphragm on the seismic analysis of regular and irregular frame structures. **International journal of engineering sciences & research technology**, Central india institute of technology, India, v. 5, n. 1, p. 352-370, jan. 2015, ISSN: 2277-9655.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for building**, 2004.

Faz Fácil (2015). **Tipos de vigotas de lajes pré-fabricadas**. Disponível em:<<http://www.fazfacil.com.br/reforma-construcao/montagem-laje-pre-fabricada/>>. Acesso em: 03 de Agosto de 2015.

FEITOSA, A. L. (2016). **Estudo da estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes planas**. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Concreto, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, ES.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. (1989). **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. Análise de um edifício por vários modelos estruturais. **In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, Anais..., São Paulo – SP, Brasil, 08-11 de abril de 2006, ISBN 85-86686-36-0.

GOULART, M. S. S. (2008). **Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios**. Dissertação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, COPPE.

MARTINS, C. H. (1998). **Contribuição da rigidez à flexão das lajes, na distribuição de esforços em estruturas de edifícios de andares múltiplos, em teoria de segunda ordem.** Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

MARTINS, C. H. (2001). **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes.** Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

MARTINS, C. H.; ANTUNES, H. M. C. C. Análise de edifícios altos em teoria de segunda ordem, considerando a rigidez transversal das lajes. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, SÃO CARLOS, v. 9, n. 38, p. 83-106, 2007, ISSN 1809-5860.

MENON, N. V. et al. (2000). **Influência da rigidez transversal das lajes no contraventamento de edifícios em concreto armado.** Universidade Estadual de Maringá, Maringá.

NOBREGA, L. O. (2001). **Comparação entre métodos de dimensionamento de lajes cogumelo considerando variação de vãos e carregamento de vento.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília. DF.

PASSOS, V. M. et al. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas. **Revista IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**, São Paulo, v.9, n.2, p. 244-262, Abril 2016, ISSN 1983-4195.

PEDROZO, D. G. E. (2008). **Estudo de modelos para projeto de lajes lisas protendidas.** Dissertação de Mestrado em Estruturas. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC.

RAYMUNDO, H. (2012). **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma.** Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP.

REGAN, P. E. (1980). **Behaviour of reinforced concrete flat slabs.** Ciria Report 89. Londres. 87 p.

SILVA, W. Q. (1991). **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura.** Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP

SPOHR, V. H. (2008). **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS.

TQS (2015). TQS Informática Ltda – **Destaque da Versão V16.** Disponível em: < <http://www.tqs.com.br/v16/destaques/modelo-vi-projeto-estrutural> >. Acesso em: 21 de julho de 2015.

TQS INFORMÁTICA LTDA. Sistema CAD/TQS para Windows, versão 18.16.12 -  
Manuais. São Paulo, 2015.