

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

**“SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM ESTRUTURAS PRÉ-  
MOLDADAS DE CONCRETO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS”**

**LUCIANO FERREIRA SANTOS**

**São Carlos**

**2015**



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

**“SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM ESTRUTURAS PRÉ-  
MOLDADAS DE CONCRETO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS”**

**LUCIANO FERREIRA SANTOS**

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

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos

**Orientador:** Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

**São Carlos**

**2015**

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

S237s Santos, Luciano Ferreira  
Sistemas de contraventamento aplicados em  
estruturas pré-moldadas de concreto de múltiplos  
pavimentos / Luciano Ferreira Santos. -- São Carlos  
: UFSCar, 2015.  
194 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de  
São Carlos, 2015.

1. Concreto pré-moldado. 2. Estabilidade global.  
3. Contraventamento. I. Título.



# UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

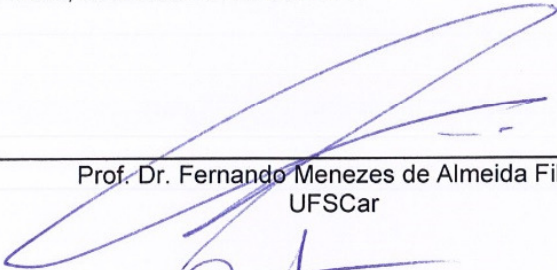
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

---

## Folha de Aprovação


---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Luciano Ferreira Santos, realizada em 25/08/2015:




---

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho  
UFSCar



---

Prof. Dr. Ricardo Carrazedo  
EESC/USP



---

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho  
UFSCar



Dedico este trabalho ao meu pai  
Marco Antonio Santos (in memoriam)





## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais e minha irmã, pois são a minha base e os responsáveis pela formação de meu caráter.

Aos meus avós que foram como pais para mim.

A minha namorada Fernanda Proença Farrapo pelo apoio, incentivo e amor.

Aos meus amigos pelos momentos de descontração.

Ao meu chefe e também amigo Leonardo Nobuo Sato pelo incentivo e pela compreensão do tempo em que eu precisei me dedicar ao Mestrado.

Ao Prof. Dr. José Antônio De Milito, coordenador do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Sorocaba, pelas orientações prestadas no momento da minha inscrição no processo seletivo do Programa de Mestrado da UFSCar.

A todos os professores e funcionários do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos pela dedicação na formação de profissionais.

Aos meus colegas do Departamento pelas trocas de conhecimentos e experiências.

Ao meu orientador Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida filho pela sua preciosa contribuição, dedicação, confiança e por todo o conhecimento transmitido.



## RESUMO

SANTOS, L. F. **Sistemas de Contraventamento Aplicados em Estruturas de Concreto Pré-moldadas de Múltiplos Pavimentos**. 2015. 194 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.

O emprego do sistema pré-moldado de concreto em edifícios de múltiplos pavimentos demanda por soluções estruturais que viabilizem a sua estabilidade horizontal, sem o comprometimento dos aspectos arquitetônicos e econômicos, tal desafio fica a cargo do engenheiro de estruturas, que muitas vezes necessita atribuir estruturas complementares (subestruturas de contraventamento) que ofereçam a rigidez necessária para garantir a estabilidade global do conjunto. Este estudo tem como objetivo analisar e avaliar o desempenho técnico e econômico dos sistemas de contraventamento aplicados em edifícios de múltiplos pavimentos com estrutura pré-moldada de concreto e pode ser justificado pela necessidade atual de desenvolver maneiras tecnicamente adequadas de escolha do sistema construtivo. O desenvolvimento deste estudo consiste na análise da estabilidade global em edifícios de múltiplos pavimentos com a aplicação dos sistemas de contraventamento, avaliando a influência da rigidez e da disposição desses elementos no desempenho da estrutura, e comparando os valores dos consumos de concreto das estruturas formadas por vigas e pilares (desconsiderando as lajes e a fundação), e também os valores dos esforços na fundação. Para o desenvolvimento deste estudo foi utilizado o software comercial STRAP® como ferramenta de auxílio para os cálculos, onde os resultados obtidos através do mesmo, demonstraram que as subestruturas de contraventamento melhoraram o comportamento das estruturas analisadas na questão da estabilidade global. Por fim, foram fornecidos os subsídios necessários para a escolha adequada do sistema de contraventamento a ser empregados sobre as estruturas analisadas neste trabalho.

*Palavras-chave: Concreto pré-moldado. Estabilidade global. Contraventamento.*



## ABSTRACT

SANTOS, L. F. **Bracing Systems Applied in Precast Concrete Structures of Multiple Floors**. 2015. 194 p. Thesis (Master in Structures and Construction) - Department of Civil Engineering, Federal University of São Carlos, São Carlos, 2015.

The use of precast concrete system in multi-storey buildings demand for structural solutions that enable its horizontal stability without implicating the architectural and economic aspects, its challenge is borne by the structural engineer, who often need to assign additional structures (substructures of bracing) that provide the rigidity necessary to ensure the overall stability of the assembly. This study aims to analyze and evaluate the technical and economic performance of bracing systems applied to buildings with multiple floors with precast concrete structure and can be justified by the current need to develop appropriate technically ways of choice in the constructive system. The development of this study is the analysis of global stability in multi-storey buildings with the application of bracing systems, evaluating the influence of the stiffness and the arrangement of these elements in the performance of the structure, and comparing the concrete consumption values of the structures formed by beams and columns (disregarding the slabs and the foundation), and also values of the efforts in the foundation. To develop this study we used the commercial software STRAP® as a support tool for calculations, where the results gotten by it, showed that the bracing substructures improved the behavior of the structures analyzed in the issue of global stability. Finally, they were provided the necessary subsidies for the proper choice of the wind bracing system to be employed on the structures analyzed in this work.

*Keywords: Precast concrete. Global stability. Bracing.*



# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>33</b>
<b>1.1</b>	<b>Considerações gerais</b>	<b>33</b>
1.1.1	Considerações sobre projeto de estrutura pré-moldada de concreto	33
<b>1.2</b>	<b>Objetivos</b>	<b>36</b>
1.2.1	Objetivo geral	36
1.2.2	Objetivos específicos	36
<b>1.3</b>	<b>Justificativa</b>	<b>36</b>
<b>1.4</b>	<b>Metodologia</b>	<b>37</b>
<b>1.5</b>	<b>Apresentação do trabalho</b>	<b>40</b>
<b>2</b>	<b>ESTABILIDADE ESTRUTURAL</b>	<b>41</b>
<b>2.1</b>	<b>Não-linearidade geométrica</b>	<b>41</b>
<b>2.2</b>	<b>Não-linearidade física</b>	<b>43</b>
<b>2.3</b>	<b>Estabilidade global e efeitos de 2ª ordem</b>	<b>44</b>
2.3.1	Parâmetro de instabilidade $\alpha$	45
2.3.2	Coefficiente $\gamma_z$	46
<b>3</b>	<b>AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA</b>	<b>49</b>
<b>3.1</b>	<b>Ações verticais</b>	<b>49</b>
3.1.1	Carga permanente	49
3.1.2	Carga acidental	50
<b>3.2</b>	<b>Ações horizontais</b>	<b>52</b>
3.2.1	Ação do vento nas edificações	52
3.2.2	Determinação da velocidade do vento	53
3.2.3	Força de arrasto e coeficiente de arrasto	59
3.2.4	Coefficiente de arrasto para edificações de planta retangular	59
3.2.5	Ações devidas às imperfeições geométricas globais	62
3.2.6	Diafragma rígido	64
3.2.7	Efeito diafragma em lajes alveolares	65
<b>4</b>	<b>SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO</b>	<b>69</b>

<b>4.1</b>	<b>Pórticos</b> .....	<b>70</b>
4.1.1	Ligações semirrígidas entre vigas e pilares .....	71
<b>4.2</b>	<b>Pilares-parede</b> .....	<b>73</b>
<b>4.3</b>	<b>Núcleos de rigidez</b> .....	<b>75</b>
<b>4.4</b>	<b>Pórtico Treliçado</b> .....	<b>77</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO</b> .....	<b>79</b>
<b>5.1</b>	<b>Características das estruturas</b> .....	<b>80</b>
<b>5.2</b>	<b>Ações atuantes nas estruturas</b> .....	<b>82</b>
5.2.1	Determinação das ações verticais.....	82
5.2.2	Determinação das ações horizontais .....	83
<b>5.3</b>	<b>Combinações das ações</b> .....	<b>85</b>
<b>5.4</b>	<b>Determinação dos momentos de tombamento</b> .....	<b>86</b>
<b>5.5</b>	<b>Determinação das características físicas dos materiais</b> .....	<b>86</b>
<b>5.6</b>	<b>Modelagem das estruturas</b> .....	<b>87</b>
<b>5.7</b>	<b>Exemplo 1</b> .....	<b>90</b>
5.7.1	Modelo 1a .....	91
5.7.2	Modelo 1b .....	95
5.7.3	Modelo 1c.....	98
5.7.4	Modelo 1d .....	102
5.7.5	Resultados do Exemplo 1 .....	105
<b>5.8</b>	<b>Exemplo 2</b> .....	<b>107</b>
5.8.1	Modelo 2a .....	107
5.8.2	Modelo 2b .....	111
5.8.3	Modelo 2c.....	114
5.8.4	Modelo 2d .....	117
5.8.5	Resultados do Exemplo 2 .....	120
<b>5.9</b>	<b>Análise dos resultados</b> .....	<b>122</b>
<b>6</b>	<b>SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM UM EDIFÍCIO GARAGEM</b> .....	<b>127</b>



<b>6.1</b>	<b>Características da estrutura .....</b>	<b>131</b>
<b>6.2</b>	<b>Ações atuantes nas estruturas.....</b>	<b>133</b>
6.2.1	Determinação das ações verticais .....	133
6.2.2	Determinação das ações horizontais.....	135
<b>6.3</b>	<b>Combinações das ações .....</b>	<b>137</b>
<b>6.4</b>	<b>Determinação dos momentos de tombamento .....</b>	<b>138</b>
<b>6.5</b>	<b>Determinação das características físicas dos materiais.....</b>	<b>139</b>
<b>6.6</b>	<b>Modelagem da estrutura .....</b>	<b>139</b>
<b>6.7</b>	<b>Edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas entre vigas e pilares.....</b>	<b>142</b>
<b>6.8</b>	<b>Edifício garagem contraventado por pilares-parede .....</b>	<b>152</b>
<b>6.9</b>	<b>Edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.....</b>	<b>160</b>
<b>6.10</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>168</b>
<b>6.11</b>	<b>Análise dos resultados.....</b>	<b>170</b>
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÃO DA SOBREPOSIÇÃO DE VENTO E DESAPRUMO .....</b>	<b>175</b>
<b>7.1</b>	<b>Edifício garagem contraventado por pórticos treliçados considerando a sobreposição de vento e desaprumo .....</b>	<b>175</b>
<b>7.2</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>176</b>
<b>7.3</b>	<b>Análise dos resultados.....</b>	<b>178</b>
<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>181</b>
<b>8.1</b>	<b>Propostas de trabalhos futuros.....</b>	<b>182</b>
<b>9</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>183</b>
	<b>APÊNDICE A – Forças e momentos na fundação do edifício garagem.....</b>	<b>187</b>



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Delineamento da pesquisa.....	38
Figura 2.1 – Barra vertical sofrendo deslocamento.....	42
Figura 2.2 – Ações e reações na barra vertical deformada.....	42
Figura 3.1 – Mapa de isopletras do vento no Brasil.....	53
Figura 3.2 – Fator topográfico $S_1$ .....	55
Figura 3.3 – Coeficiente de arrasto $C_a$ para edificações com planta retangular em vento de baixa turbulência. ....	60
Figura 3.4 – Coeficiente de arrasto $C_a$ para edificações com planta retangular em vento de alta turbulência. ....	61
Figura 3.5 – Imperfeições geométricas globais. ....	63
Figura 3.6 – Desaprumo global. ....	64
Figura 3.7 – Distribuição da ação do vento entre pórticos, admitindo a laje trabalhando como diafragma rígido.....	65
Figura 3.8 – Pavimento preparado para receber a capa estrutural. ....	66
Figura 3.9 – Pavimento de laje alveolar sem capa de concreto e com função de diafragma rígido. ....	67
Figura 4.1 – Ligação rígida entre viga e pilar. ....	70
Figura 4.2 – Estrutura de pórticos rígidos. ....	71
Figura 4.3 – Ligação semirrígida: (a) Armadura de continuidade em um pavimento; (b) Esquema de ancoragem nos pilares de extremidade. ....	72
Figura 4.4 – Modo da deformada da estrutura contraventada por pilar-parede. ....	74
Figura 4.5 – Distinção entre pilar-parede e pilar.....	74
Figura 4.6 – Núcleo rígido composto por elementos pré-moldados. ....	75
Figura 4.7 – Tipos de núcleo de rigidez. ....	76
Figura 4.8 – Empenamento de um núcleo de rigidez. ....	76
Figura 4.9 – Tipos de travamento.....	77

Figura 4.10 – Travamento realizado pelo pórtico treliçado. ....	78
Figura 5.1 – Arranjo estrutural dos exemplos analisados. ....	80
Figura 5.2 – Corte AA da estrutura de 4 pavimentos. ....	81
Figura 5.3 – Corte AA da estrutura de 5 pavimentos. ....	82
Figura 5.4 – Estrutura de 4 pavimentos considerando o efeito de septo da laje.....	88
Figura 5.5 – Estrutura de 5 pavimentos considerando o efeito de septo da laje.....	88
Figura 5.6 – Esquema da ação do vento no pórtico tridimensional da estrutura de 4 pavimentos. ....	89
Figura 5.7 – Esquema da ação do vento no pórtico tridimensional da estrutura de 5 pavimentos. ....	90
Figura 5.8 – Pórtico espacial do Modelo 1a.....	91
Figura 5.9 – Perspectiva renderizada do Modelo 1a. ....	92
Figura 5.10 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1a ( $m \cdot 10^{-5}$ ).....	92
Figura 5.11 – Planta baixa do Modelo 1b. ....	95
Figura 5.12 – Pórtico espacial do Modelo 1b.....	96
Figura 5.13 – Perspectiva renderizada do Modelo 1b. ....	96
Figura 5.14 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1b ( $m \cdot 10^{-5}$ ).....	97
Figura 5.15 – Planta baixa do Modelo 1c.....	99
Figura 5.16 – Detalhe do núcleo rígido.....	99
Figura 5.17 – Pórtico espacial do Modelo 1c.....	100
Figura 5.18 – Perspectiva renderizada do Modelo 1c.....	100
Figura 5.19 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1c ( $m \cdot 10^{-4}$ ).....	101
Figura 5.20 – Pórtico espacial do Modelo 1d.....	103
Figura 5.21 – Perspectiva renderizada do Modelo 1d. ....	103
Figura 5.22 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1d ( $m \cdot 10^{-5}$ ).....	104
Figura 5.23 – Deslocamentos do Exemplo 1 no ELS. ....	106
Figura 5.24 – Pórtico espacial do Modelo 2a.....	108

Figura 5.25 – Perspectiva renderizada do Modelo 2a.....	108
Figura 5.26 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2a (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	109
Figura 5.27 – Pórtico espacial do Modelo 2b. ....	112
Figura 5.28 – Perspectiva renderizada do Modelo 2b.....	112
Figura 5.29 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2b (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	113
Figura 5.30 – Pórtico espacial do Modelo 2c.....	115
Figura 5.31 – Perspectiva renderizada do Modelo 2c. ....	115
Figura 5.32 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2c (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	116
Figura 5.33 – Pórtico espacial do Modelo 2d. ....	118
Figura 5.34 – Perspectiva renderizada do Modelo 2d.....	118
Figura 5.35 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2d (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	119
Figura 5.36 – Deslocamentos do Exemplo 2 no ELS. ....	121
Figura 5.37 – Coeficiente $\gamma_z$ . ....	122
Figura 5.38 – Deslocamento horizontal no topo da estrutura (m).....	123
Figura 5.39 – Somatória das forças verticais (kN).....	123
Figura 5.40 – Somatória dos momentos na fundação (kN.m). ....	124
Figura 6.1 – Planta baixa do pavimento térreo do edifício garagem. ....	129
Figura 6.2 – Planta baixa do pavimento-tipo do edifício garagem.....	130
Figura 6.3 – Corte AA do edifício garagem. ....	131
Figura 6.4 – Esquema da ação do vento a 0° no edifício garagem.....	141
Figura 6.5 – Esquema da ação do vento a 90° no edifício garagem.....	142
Figura 6.6 – Planta de fôrma do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.....	143
Figura 6.7 – Pórtico espacial do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.....	145
Figura 6.8 – Perspectiva renderizada do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.....	145

Figura 6.9 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 0° (m.10 <sup>-5</sup> ). .....	146
Figura 6.10 – Deslocamentos nos pórticos transversais do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 90° (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	146
Figura 6.11 – Esquema das ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas. ....	150
Figura 6.12 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas para as ações externas equivalentes em 0° (m.10 <sup>-5</sup> ) .....	151
Figura 6.13 – Planta de fôrma do edifício garagem contraventado por pilares-parede. ....	153
Figura 6.14 – Pórtico espacial do edifício garagem contraventado por pilares-parede. ....	154
Figura 6.15 – Perspectiva renderizada do edifício garagem contraventado por pilares-parede.....	154
Figura 6.16 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 0° (m.10 <sup>-5</sup> ). .....	155
Figura 6.17 – Deslocamentos nos pórticos transversais do edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 90° (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	155
Figura 6.18 – Esquema das ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pilares-parede. ....	158
Figura 6.19 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pilares-parede para as ações externas equivalentes em 0° (m.10 <sup>-5</sup> ) .....	159
Figura 6.20 – Planta de fôrma do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados. ....	161
Figura 6.21 – Pórtico espacial do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados. ....	162
Figura 6.22 – Perspectiva renderizada do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados. ....	162

Figura 6.23 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 0° (m.10 <sup>-5</sup> ). .....	163
Figura 6.24 – Deslocamentos nos pórticos transversais do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 90° (m.10 <sup>-4</sup> ). .....	163
Figura 6.25 – Esquema das ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.....	166
Figura 6.26 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para as ações externas equivalentes em 0° (m.10 <sup>-5</sup> ).....	167
Figura 6.27 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem para o ELS.....	169
Figura 6.28 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem para o ELS.....	170
Figura 6.29 – Coeficiente $\gamma_z$ no edifício garagem.....	171
Figura 6.30 – Deslocamento horizontal no topo do edifício garagem (m). .....	171
Figura 6.31 – Somatória das forças horizontais a 90° no edifício garagem (kN).....	171
Figura 6.32 – Somatória das forças verticais no edifício garagem (kN). .....	172
Figura 6.33 – Somatória das forças horizontais a 0° no edifício garagem (kN).....	172
Figura 6.34 – Somatória dos momentos na fundação a 0° no edifício garagem (kN.m). .....	172
Figura 6.35 – Somatória dos momentos na fundação a 90° no edifício garagem (kN.m). .....	173
Figura 6.36 – Consumo de concreto do edifício garagem (m <sup>3</sup> ). .....	173
Figura 7.1 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais.....	177
Figura 7.2 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais.....	178





## LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Parâmetros Meteorológicos para o Fator $S_2$ .....	58
Quadro 3.2 – Valores mínimos do fator $S_3$ . ....	58
Quadro 4.1 – Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.	73
Quadro 5.1 – Carregamentos atuantes nas lajes. ....	82
Quadro 5.2 – Ação do vento para 4 pavimentos. ....	85
Quadro 5.3 – Ação do vento para 5 pavimentos. ....	85
Quadro 5.4 – Momento de tombamento para 4 pavimentos. ....	86
Quadro 5.5 – Momento de tombamento para 5 pavimentos. ....	86
Quadro 5.6 – Carga distribuída de vento para a estrutura de 4 pavimentos. ....	89
Quadro 5.7 – Carga distribuída de vento para a estrutura de 5 pavimentos. ....	89
Quadro 5.8 – Rigidezes das molas do Modelo 1a.....	91
Quadro 5.9 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1a. ....	93
Quadro 5.10 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1a.....	94
Quadro 5.11 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1a.....	94
Quadro 5.12 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1b. ....	97
Quadro 5.13 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1b.....	98
Quadro 5.14 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1b.....	98
Quadro 5.15 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1c.....	101
Quadro 5.16 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1c.....	102
Quadro 5.17 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1c.....	102
Quadro 5.18 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1d. ....	104
Quadro 5.19 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1d.....	105
Quadro 5.20 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1d.....	105
Quadro 5.21 – Resultados do Exemplo 1 no ELU.....	106
Quadro 5.22 – Deslocamentos do Exemplo 1 no ELS. ....	106

Quadro 5.23 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2a. ....	109
Quadro 5.24 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2a. ....	110
Quadro 5.25 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2a. ....	111
Quadro 5.26 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2b. ....	113
Quadro 5.27 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2b. ....	114
Quadro 5.28 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2b. ....	114
Quadro 5.29 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2c. ....	116
Quadro 5.30 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2c. ....	117
Quadro 5.31 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2c. ....	117
Quadro 5.32 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2d. ....	119
Quadro 5.33 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2d. ....	120
Quadro 5.34 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2d. ....	120
Quadro 5.35 – Resultados do Exemplo 2 no ELU. ....	121
Quadro 5.36 – Deslocamentos do Exemplo 2 no ELS. ....	121
Quadro 6.1 – Dados geométricos da seção de uma laje alveolar de 26,50 cm de espessura. ....	133
Quadro 6.2 – Carregamentos atuantes nas lajes de estacionamento. ....	134
Quadro 6.3 – Carregamentos atuantes na laje de cobertura. ....	134
Quadro 6.4 – Ação do vento a 0°. ....	136
Quadro 6.5 – Ação do vento a 90°. ....	137
Quadro 6.6 – Momento de tombamento para o vento a 0°. ....	138
Quadro 6.7 – Momento de tombamento para o vento a 90°. ....	138
Quadro 6.8 – Carga distribuída de vento a 0°. ....	140
Quadro 6.9 – Carga distribuída de vento a 90°. ....	140
Quadro 6.10 – Rigidezes das molas do edifício garagem. ....	144
Quadro 6.11 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 0°. ....	147

Quadro 6.12 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 90°.....	147
Quadro 6.13 – Consideração da imperfeição geométrica em 0° para o edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.....	149
Quadro 6.14 – Consideração da imperfeição geométrica em 90° para o edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.....	149
Quadro 6.15 – Ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.....	150
Quadro 6.16 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas para as ações externas equivalentes em 0°.....	151
Quadro 6.17 – Dados geométricos das seções dos pilares-parede.....	152
Quadro 6.18 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 0°.....	156
Quadro 6.19 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 90°.....	156
Quadro 6.20 – Consideração da imperfeição geométrica em 0° para o edifício garagem contraventado por pilares-parede.....	157
Quadro 6.21 – Consideração da imperfeição geométrica em 90° para o edifício garagem contraventado por pilares-parede.....	157
Quadro 6.22 – Ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pilares-parede.....	158
Quadro 6.23 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pilares-parede para as ações externas equivalentes em 0°.....	159
Quadro 6.24 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 0°.....	164
Quadro 6.25 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 90°.....	164
Quadro 6.26 – Consideração da imperfeição geométrica em 0° para o edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.....	165

Quadro 6.27 – Consideração da imperfeição geométrica em 90° para o edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.....	165
Quadro 6.28 – Ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.....	166
Quadro 6.29 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para as ações externas equivalentes em 0°.....	167
Quadro 6.30 – Resultados do edifício garagem no ELU.....	168
Quadro 6.31 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem para o ELS.....	168
Quadro 6.32 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem para o ELS.....	169
Quadro 7.1 – Ações externas equivalentes em 90° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.....	176
Quadro 7.2 – Resultados do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados no ELU considerando a sobreposição das ações horizontais.....	176
Quadro 7.3 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais. ....	177
Quadro 7.4 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais. ....	178
Quadro A.1 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas em 0°.....	187
Quadro A.2 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas em 90°.....	188
Quadro A.3 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pilares-parede em 0°. ....	189
Quadro A.4 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pilares-parede em 90°. ....	190
Quadro A.5 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em 0°.....	191
Quadro A.6 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em 90°.....	192

Quadro A.7 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em  $0^\circ$  considerando a sobreposição das ações horizontais..... 193

Quadro A.8 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em  $90^\circ$  considerando a sobreposição das ações horizontais.... 194



## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 3.1 - Peso específico dos materiais de construção. ....	50
Tabela 3.2 - Valores mínimos das cargas verticais. ....	51





# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações gerais

O desenvolvimento tecnológico na construção civil, principalmente o aumento das resistências características do concreto e do aço, agregado a crescente valorização das áreas disponíveis para construções nas grandes cidades, impulsionaram a adoção de estruturas com maior número de pavimentos. O processo de verticalização das edificações tem como principal desafio a busca por uma solução estrutural que viabilize sua estabilidade horizontal, tornando necessário o aprimoramento dos sistemas estruturais e das técnicas de análise de estruturas, de forma a proporcionar mais economia, rapidez e segurança.

O desenvolvimento tecnológico também está ligado diretamente ao desenvolvimento dos sistemas pré-moldados. Este fator combinado com a demanda por construções mais rápidas e racionais, com prazos cada vez mais apertados, com menos desperdícios e melhor aproveitamento dos recursos, justifica a utilização de componentes e processos padronizados.

A utilização do pré-moldado na construção civil possibilita uma maior rapidez no processo construtivo, além de um enorme salto de qualidade nos canteiros de obras, pois através de componentes industrializados com alto controle ao longo de sua produção, com materiais de boa qualidade, fornecedores selecionados e mão de obra treinada e qualificada, resulta-se em obras mais organizadas e seguras. Segundo El Debs (2000), pode-se reduzir o custo dos materiais das estruturas de concreto com o emprego do concreto pré-moldado, principalmente os relativos às fôrmas e cimbramento.

O campo em que se aplica o sistema pré-moldado de concreto é bastante amplo, abrangendo praticamente toda as áreas da construção civil, inclusive as edificações, onde podem ser empregadas nas estruturas de edifícios industriais, comerciais e habitacionais (EL DEBS, 2000).

### 1.1.1 Considerações sobre projeto de estrutura pré-moldada de concreto

Define-se a pré-moldagem como sendo o processo em que a obra, ou parte dela, é moldada fora de seu local definitivo, podendo ser moldada em fabricas, neste

caso, os pré-fabricados, sendo estes executados sob condições rigorosas de qualidade.

As estruturas pré-moldadas de concreto possuem comportamento diferente das estruturas moldadas no local, devido principalmente às ligações. Nas estruturas moldadas no local, as ligações são geralmente monolíticas, o que pode não ocorrer nas estruturas pré-moldadas, modificando assim o comportamento perante à estabilidade da estrutura. As ligações em elementos pré-moldados com transmissão de momentos fletores, atribui a estrutura de concreto pré-moldada um comportamento parecido ao da estrutura de concreto moldada no local, mas por outro lado, impactam negativamente no custo e no tempo de execução, pois são mais difíceis de ser executadas.

El Debs (2000) indica os princípios gerais que devem nortear o projeto das estruturas formadas por elementos pré-moldados, são eles:

- Conceber o projeto da obra visando a utilização do concreto pré-moldado;
- Resolver as interações da estrutura com as outras partes da construção;
- Minimizar o número de ligações;
- Minimizar o número de tipos de elementos;
- Utilizar elementos de mesma faixa de peso.

Assim como em outros sistemas estruturais, no projeto de estruturas pré-moldadas de concreto também deve-se garantir a rigidez e a estabilidade da construção.

El Debs (2000) também indica os aspectos que devem ser levados em conta no projeto e análise das estruturas formadas por elementos pré-moldados, são eles:

- Comportamento dos elementos isoladamente;
- Possíveis mudanças do esquema estático;
- Análise do comportamento da estrutura pronta;
- Incertezas na transmissão de forças nas ligações;
- Ajustes na introdução de coeficientes de segurança;
- Disposições construtivas específicas.

A estabilidade global de estruturas pré-moldadas sofre grande influência de suas ligações, uma vez que a absorção de esforços pela ligação limita a

deslocabilidade da estrutura. A ação do vento é uma das ações mais significativas no dimensionamento de uma estrutura em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos. Em uma estrutura isostática a deslocabilidade é maior que em estruturas hiperestáticas, e como o efeito da ação do vento eleva-se com o aumento da altura, e associando esta elevação ao aumento da esbeltez dos edifícios, estes tendem a apresentar deslocamentos que comprometem o conforto e a estabilidade quando não dimensionados adequadamente. Nesses casos, as solicitações causadas pela ação do vento assumem proporções cada vez mais significativas e a consideração desses efeitos no dimensionamento é imprescindível.

Uma vez que a estrutura sempre pode ser solicitada por ações verticais e horizontais (como é o caso do vento e das imperfeições geométricas), os deslocamentos horizontais modificam a geometria inicial da estrutura, que fica sujeita aos efeitos de 2ª ordem. Portanto podemos dizer que este efeito ocorre devido a não-linearidade geométrica e sofrem influência da não-linearidade física.

Uma maneira de combater os esforços decorrentes das ações horizontais e evitar os efeitos de 2ª ordem é a utilização de subestruturas, que devido a sua grande rigidez, resistem a maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas de subestruturas de contraventamento. Desta forma, pode-se dizer que os sistemas de contraventamento são os grandes responsáveis pela segurança das estruturas de edifícios altos e esbeltos. De acordo com Fusco (1981), no projeto de edifícios, os pilares são usualmente divididos entre pilares contraventados e pilares de contraventamento. Os pilares contraventados são considerados indeslocáveis e os pilares de contraventamento deverão assegurar tal hipótese, necessitando para isso rigidez adequada. Quando isso acontece, garante-se a estabilidade global da edificação.

Então a estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos pode ser obtida pelo enrijecimento das ligações viga-pilar ou pela utilização de elementos como paredes ou painéis estruturais, que podem servir de contraventamento para a estrutura. Além disto, outra alternativa de contraventamento é a utilização de núcleo de rigidez. Elliott et al (1992) sugere uma divisão de sistemas formados por elementos de contraventamento segundo o número de pavimentos. No Brasil, o sistema estrutural mais usual é o constituído por pórticos em que a ligação viga-pilar é semirrígida.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O principal objetivo deste trabalho é criar subsídios para a escolha adequada de um sistema de contraventamento para edifícios de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos, baseando-se no desempenho estrutural referente a capacidade de permanecer estável em relação aos esforços laterais e no consumo de concreto, que é a premissa para o orçamento de uma estrutura pré-moldada de concreto.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Aumentar as informações a respeito dos sistemas de contraventamento;
- Verificar a influência da rigidez e da disposição dos elementos no desempenho da estrutura;
- Investigar o efeito do contraventamento sobre o comportamento global da estrutura na redistribuição dos esforços e na deslocabilidade (estabilidade global);
- Avaliar qual é a melhor situação estudada, criando assim maneiras embasadas no desempenho estrutural e no consumo de concreto para a escolha adequada de um sistema de contraventamento.
- Avançar no estudo da aplicação dos sistemas de contraventamento no Brasil para estruturas pré-moldadas de concreto de múltiplos pavimentos;

## **1.3 Justificativa**

Conforme Jeremias Junior (2007), desde 2004 com a revisão da ABNT NBR 9062, o tema sobre estabilidade global em estruturas pré-moldadas tornou-se bastante relevante no Brasil, havendo a necessidade de se saber em que condições os procedimentos dispostos na ABNT NBR 6118 também são aplicáveis às estruturas pré-moldadas.

Sabe-se que a preocupação inicial na definição de uma estrutura de múltiplos pavimentos é garantir a estabilidade global do conjunto, sem afetar consideravelmente o dimensionamento e o custo final do projeto. Para isso, a concepção estrutural deve prever um sistema de contraventamento adequado que permita reunir essas características.

A escolha do sistema de contraventamento de uma edificação pode ser feita levando em conta vários critérios, como a necessidade de inércia em uma ou duas direções, o custo e dificuldade de execução, cabendo ao engenheiro estrutural tal escolha.

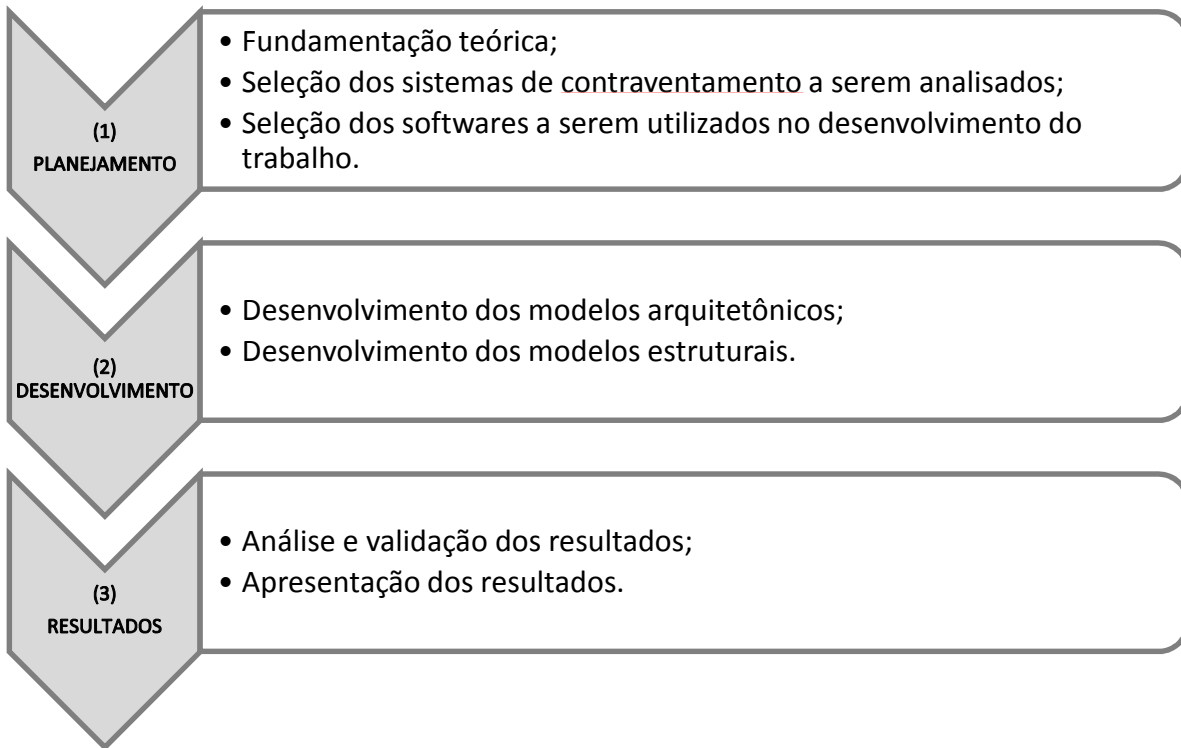
A fonte de motivação deste trabalho decorre da escassez de pesquisas sobre este assunto e da importância de encontrar formas tecnicamente adequadas de escolher o sistema de contraventamento de uma edificação de múltiplos pavimentos com estrutura pré-moldada de concreto, sendo que a escolha do sistema de contraventamento muitas vezes recai sobre questões culturais, e não por questões econômicas ou de desempenho. No Brasil é mais usual utilizar as ligações enrijecidas, uma provável explicação para este fato seja que em nosso país a cultura da construção civil tenha sido herdada do concreto armado, onde as estruturas são monolíticas. Já na Europa é comum ter a filosofia de projetar estruturas pré-fabricadas de múltiplos pavimentos utilizando cálculos simplificados através de estruturas compostas por ligações viga-pilar e pilar-fundação articuladas contraventadas por paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos (JEREMIAS JUNIOR, 2007).

Em um momento onde os pré-fabricados de concreto vêm apresentando um aumento crescente no país é importante que tanto a pesquisa científica quanto a pesquisa aplicada possam acompanhar este processo (SOUZA, 2006). Portanto o estudo da eficiência dos sistemas de contraventamento na estabilidade de estruturas pré-moldadas e sua viabilidade econômica torna-se de extrema importância visto o aumento na demanda por este tipo de sistema construtivo no Brasil.

#### **1.4 Metodologia**

Para obter os resultados e atingir o objetivo estabelecido, a pesquisa foi organizada em três etapas, conforme pode-se observar na Figura 1.1 e na discussão de cada uma delas que está apresentada na sequência.

Figura 1.1 – Delineamento da pesquisa.



Fonte: Próprio autor.

### (1) PLANEJAMENTO:

- **Fundamentação teórica** - com base em pesquisas bibliográficas e normas técnicas, foram apresentados diversos sistemas de contraventamento, demonstrando as ações e os fenômenos mais comuns que os contraventamentos suportam, os materiais que os compõe, além de destacar e discutir as suas principais hipóteses usadas nos procedimentos de cálculo e verificações;
- **Seleção dos sistemas de contraventamento a serem analisados** - dentre os diversos sistemas de contraventamento apresentados neste trabalho, foram selecionados alguns para a sua aplicação em exemplos numéricos com edifícios pré-moldados de concreto de múltiplos pavimentos.
- **Seleção dos softwares a serem utilizados no desenvolvimento do trabalho** - a elaboração de um projeto seguro e que tenha como resultado um edifício com custos de construção e manutenção relativamente baixos, se deve a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam

uma boa aproximação do comportamento real da estrutura. Uma forma de se otimizar o processo e obter resultados confiáveis é a utilização de um software. Para o desenvolvimento dos modelos arquitetônicos foi utilizado o software AutoCAD® versão 2012 e para o desenvolvimento dos modelos estruturais foi utilizado o software comercial STRAP® versão 2008, que é um programa israelense de análise estrutural por elementos finitos (barras, parede, planos e sólidos).

## (2) DESENVOLVIMENTO:

- **Desenvolvimento do modelo arquitetônico** - os modelos arquitetônicos analisados foram os edifícios de múltiplos pavimentos com estrutura de concreto pré-moldado, pelo fato de sofrerem grande influência na sua estabilidade em decorrência da ação do vento e da necessidade do emprego das subestruturas de contraventamento;
- **Desenvolvimento dos modelos estruturais** - a fim de avaliar o desempenho técnico e econômico dos sistemas de contraventamento selecionados, foi feito um estudo qualitativo com a aplicação dos diferentes sistemas de contraventamento sobre os modelos arquitetônicos desenvolvidos, tendo como parâmetro de comparação o valor do coeficiente  $\gamma_z$ , que foi estabelecido em 1,10, dispensando os efeitos de 2ª ordem globais e simplificando o processo de cálculo. A convergência dos valores de  $\gamma_z$  em 1,10 foi obtido através de diversas tentativas de determinar a geometria dos elementos estruturais. Foi considerado o vento segundo os critérios da ABNT NBR 6123:1988, as cargas segundo a ABNT NBR 6120:1980 e a Não-Linearidade Física segundo a ABNT NBR 6118:2014.

## (3) RESULTADOS:

- **Análise e validação dos resultados** - a partir dos exemplos foi feita a análise e validação dos resultados, verificando se os valores gerados no software estão convergindo conforme a teoria;
- **Apresentação dos resultados** - por último, foram apresentados e discutidos os resultados de maneira compreensiva, através de tabelas e gráficos.

## 1.5 Apresentação do trabalho

Os capítulos pertencentes a este trabalho apresentam os seguintes conteúdos:

**Capítulo 1** - Apresentação do trabalho, introduzindo o assunto sobre estabilidade global dos sistemas pré-moldados de concreto e as subestruturas de contraventamento, mostrando os objetivos, as justificativas, os métodos e a forma de análise dos resultados;

**Capítulo 2** - Revisão bibliográfica sobre os parâmetros de estabilidade global e as não-linearidades consideradas nos projetos de edifícios;

**Capítulo 3** - Ações horizontais e verticais que poderão atuar na edificação ao longo de sua vida útil;

**Capítulo 4** - Apresentação dos principais sistemas de contraventamento;

**Capítulo 5** - Análise numérica de dois exemplos com altura variável para avaliação do desempenho dos sistemas de contraventamento estudados;

**Capítulo 6** - Análise numérica em um edifício garagem para avaliação do desempenho e consumo de concreto dos sistemas de contraventamento estudados;

**Capítulo 7** - Análise numérica do edifício garagem considerando a influência da sobreposição das ações de vento e desaprumo sobre a edificação, com base na ABNT NBR 6118:2014;

**Capítulo 8** - Conclusões e discussões dos resultados obtidos através das análises numéricas.



## 2 ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Todas as estruturas estão sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais decorrentes principalmente da ação do vento, sendo que este fenômeno ganha importância em edifícios esbeltos, podendo causar situações de instabilidade ao edifício. Mesmo que a estrutura de um edifício tenha rigidez suficiente para se desprezar o efeito de 2ª ordem global, segundo Carvalho e Pinheiro (2013) deve-se avaliar o quanto as ações de vento são significativas e verificar a real necessidade de considerá-las no cálculo.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que, sob as condições ambientais previstas, a mesma conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período de tempo em que a estrutura de concreto mantém suas características (vida útil), sem que haja a necessidade de manutenções e reparos extras.

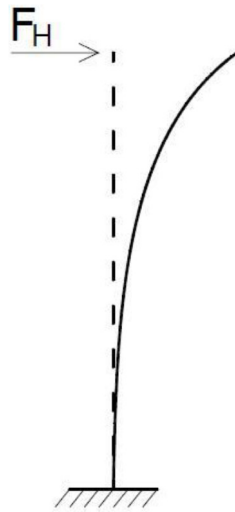
Por Carvalho e Pinheiro (2013), os esforços calculados na estrutura inicial são chamados de efeitos de 1ª ordem, enquanto os efeitos causados com a deformação das estruturas são classificados como efeitos de 2ª ordem. A consideração destas, leva a uma não-linearidade entre ações e deformações, que devido a sua origem, é chamada de não linearidade geométrica. A fissuração e fluência do concreto, por exemplo, também geram ações de 2ª ordem, chamadas de não-linearidade física.

### 2.1 Não-linearidade geométrica

Considera-se como não-linearidade geométrica, aquela causada pela mudança da geometria da estrutura, ou seja, mudança da posição da estrutura no espaço (PINTO, 1997).

Moncayo (2011) apresenta uma estrutura deformada, no caso da figura 2.1, uma barra vertical engastada na base e livre no topo que sofre uma ação horizontal aplicada no topo muda de configuração, indo para a posição da linha cheia.

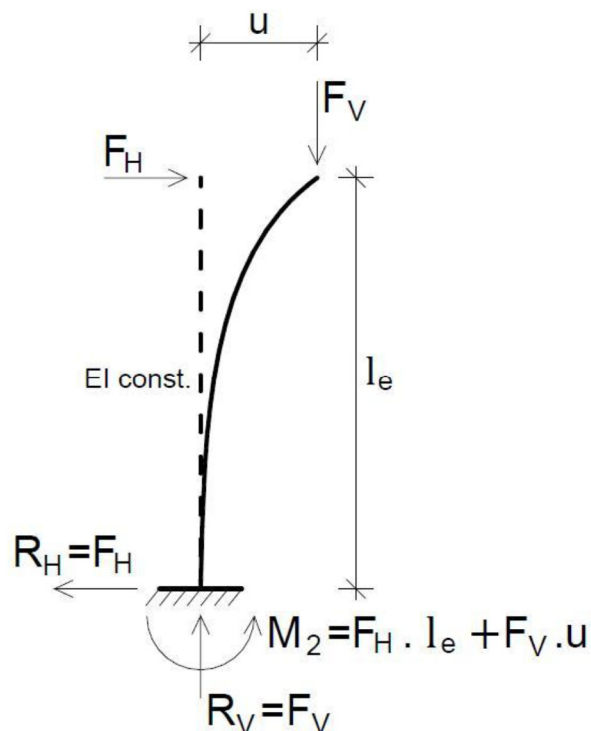
Figura 2.1 – Barra vertical sofrendo deslocamento.



Fonte: MONCAYO, 2011.

Se no mesmo ponto de aplicação de  $F_H$  for considerada uma carga vertical  $F_V$ , levando-se em conta o equilíbrio na posição deformada, isto é, na posição demonstrada pela linha cheia da Figura 2.1 que deformou um valor  $u$ , como mostrado na Figura 2.2, pode-se observar a presença de um acréscimo de momento fletor originado pela força vertical, que não é observado na posição inicial, com valor de  $\Delta M = F_V \cdot u$ .

Figura 2.2 – Ações e reações na barra vertical deformada.



Fonte: MONCAYO, 2011.

Observa-se que o momento de 1ª ordem, gerado na posição inicial, tem valor de  $M_1 = F_H \cdot l_e$  e que o momento aplicado no apoio tem valor de  $M_2 = F_H \cdot l_e + F_V \cdot u$ , sendo este o momento de 2ª ordem.

## 2.2 Não-linearidade física

De acordo com Wordell (2003), outra questão importante para uma estrutura em concreto armado é a não-linearidade física do material concreto, que apresenta uma curva tensão-deformação não linear. Devido a curva não ser linear, o valor do módulo de elasticidade  $E$  não permanece constante. Também indica que a fissuração do concreto também diz respeito à não-linearidade física da estrutura, que surge com o aumento das tensões, reduzindo o valor do momento de inércia das seções transversais, tornando o valor da rigidez inconstante.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, em estruturas com no mínimo quatro andares, pode-se considerar a não-linearidade física com uma aproximação, alterando os valores de rigidez dos elementos pelos seguintes valores:

### Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c \quad (\text{Equação 2.1})$$

### Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (\text{Equação 2.2})$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (\text{Equação 2.3})$$

### Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad (\text{Equação 2.4})$$

Sendo:

$I_c$  – Momento de inércia da seção bruta de concreto.

Estes valores de rigidez são aproximados, e a norma não recomenda o seu uso para a avaliação dos esforços locais de 2ª ordem, recomendando para isso uma modelagem mais discretizada.

### 2.3 Estabilidade global e efeitos de 2ª ordem

A ABNT NBR 6118:2014 classifica os efeitos de 2ª ordem em globais, locais e localizados, onde considera como efeitos de 2ª ordem globais, aqueles que sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), deve-se verificar as três situações de efeitos de 2ª ordem, considerando-se a não-linearidade geométrica e física do material.

Uma estrutura pode ser classificada como sendo de nós fixos ou de nós móveis. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, nas estruturas de nós fixos os deslocamentos são pequenos e, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais. Também se dispensa o uso dos complexos métodos P-Delta e análise não-linear.

Nas subestruturas de contraventamento também se aplica o conceito de nós fixos e nós móveis (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

A avaliação da estabilidade global de edifícios pode ser realizada mediante ao cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de 2ª ordem.

Souza (2003) mostra que é vantajoso utilizar o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , que majora os esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem, conforme a ABNT NBR 6118:2014 nos itens 15.5.2 e 15.5.3 e como também é mostrado por Fusco (1981). De acordo com estes, caso o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  ou o coeficiente  $\gamma_z$  atenda certas exigências, pode-se considerar a estrutura classificada como de nós fixos, desprezando verificações complexas e confirmando a segurança quanto aos esforços de 2ª ordem.

De acordo com El Debs (2000), os mesmos procedimentos utilizados na verificação da estabilidade global de estruturas de concreto moldadas no local podem ser aplicados a edifícios de concreto pré-moldado, devendo-se considerar suas particularidades.

### 2.3.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$  é usado para análise da estabilidade global da estrutura, mas não permite estimar os esforços de 2ª ordem, tendo sido deduzido por Beck e König, em 1967. Os elementos são considerados como completamente elásticos, não se levando em conta a fissuração, como indica Moncayo (2011).

A ABNT NBR 6118:2014 e Fusco (1981) indicam tal maneira para que se possa admitir a estrutura como quase-indeslocável, isto é, de nós fixos, comparando-se os valores obtidos para  $\alpha$  com os valores de  $\alpha_1$  cujas expressões são:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Em que:

$\alpha$  – Parâmetro de instabilidade;

$H_{tot}$  – Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável;

$N_k$  – Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível pouco deslocável considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$  – Somatório dos valores de rigidez 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.  $I_c$  é calculado pela seção bruta do pilar.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4 \quad (\text{Equação 2.7})$$

Sendo:

$\alpha_1$  – Parâmetro para comparação de  $\alpha$ ;

$n$  – Número de pavimentos, isto é, níveis de barras verticais, presentes a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável.

Se  $\alpha \leq \alpha_1$ , pode-se considerar a estrutura em questão como de nós fixos, garantindo sua segurança quanto a estabilidade global.

A ABNT NBR 6118:2014 também recomenda outros valores de  $\alpha_1$  dependendo da estrutura em questão. No caso de contraventamento composto apenas por pilares-

parede deve-se adotar  $\alpha_1 = 0,7$ , já no caso em que só houver pórticos deve-se adotar  $\alpha_1 = 0,5$ .

Também consta nesta norma o módulo de elasticidade que deve ser utilizado (seção 8.2.8), obtido segundo ensaio que consta na norma ABNT NBR 8522:2003.

Para  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Para  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (\text{Equação 2.9})$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$  – Basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  – Granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  – Calcário;

$\alpha_E = 0,7$  – Arenito.

Onde:

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  – São dados em MPa.

Porém, segundo a norma, deve ser usado o módulo de elasticidade secante na análise elástica de projeto, em particular na determinação dos esforços solicitantes e na verificação dos estados limites de serviço, onde pode ser estimado através da expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{Equação 2.10})$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{Equação 2.11})$$

Percebe-se que a deformação elástica do concreto depende da composição do traço do concreto, especialmente da natureza dos agregados.

### 2.3.2 Coeficiente $\gamma_z$

Já o coeficiente  $\gamma_z$  foi criado com objetivo de não apenas medir a vulnerabilidade da estrutura em relação aos esforços de 2ª ordem, mas também como

uma forma de se estimá-los, majorando os esforços de 1ª ordem e dispensando-se assim uma análise de 2ª ordem, como indica Wordell (2003).

Ele pode ser determinado de acordo com a seguinte expressão, como consta na ABNT NBR 6118:2014.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde:

$\gamma_z$  – Coeficiente de majoração dos esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem;

$\Delta M_{tot,d}$  – Somatório do produto de todas as cargas verticais, em seus valores de cálculo pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em análise de 1ª ordem;

$M_{1,tot,d}$  – Momento de tombamento, isto é, o somatório dos produtos das forças horizontais pelas suas respectivas alturas de aplicação em relação ao solo, ou a um ponto pouco deslocável.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), deve-se empregar os esforços no estado limite último para o cálculo do momento de tombamento e do momento de 2ª ordem, considerando que as ações horizontais do vento sejam secundárias para o cálculo de  $\delta_{hi}$ , que é a situação mais desfavorável. Assim se tem:

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{q1i} + \Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q2i}) \cdot \Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \delta_{hki}}{\sum_i^n H_{vi} \cdot h_i \cdot \Psi_0 \cdot \gamma_f} \quad (\text{Equação 2.13})$$

Sendo:

$i$  – Número do andar considerado;

$n$  – Número total de andares do edifício;

$P_{gi}$  – Resultante vertical da carga permanente no andar  $i$ ;

$\gamma_f$  – Coeficiente de majoração das cargas no ELU;

$\Psi_0$  – Fator de redução de combinação para ELU para as ações variáveis secundárias;

$P_{q1i}$  – Resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar  $i$ ;

$P_{q2i}$  – Resultante vertical da ação acidental considerada secundária no andar  $i$ ;

$\delta_{hi}$  – Deslocamento horizontal na direção considerada do andar  $i$ ;

$H_i$  – Ação resultante do vento no andar  $i$ ;

$h_i$  – Distância do andar  $i$  até a base do prédio ou do seu ponto de engastamento.

Pela ABNT NBR 6118:2014, considera-se a estrutura em questão de nós fixos caso a condição  $\gamma_z \leq 1,1$  seja satisfeita. Na seção 15.7.2 da mesma norma também consta:

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95\gamma_z$ . Esse processo só é válido para  $\gamma_z \leq 1,3$ . (ABNT NBR 6118, 2014, p106)

Tal procedimento permite ao projetista um cálculo simplificado das ações de 2ª ordem, desde que seja calculado o coeficiente  $\gamma_z$ , mostrando uma vantagem que este tem sobre o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ .



### **3 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA**

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para a análise estrutural, deve-se considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

As ações atuantes na estrutura se resumem basicamente a dois tipos: horizontais e verticais.

Neste capítulo são estudadas as ações horizontais oriundas do desaprumo global e as ações de vento.

Também são discutidas as ações verticais relativas ao peso próprio, as demais ações permanentes e os valores mínimos das ações variáveis, que são recomendados pela ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

#### **3.1 Ações verticais**

Segundo a ABNT NBR 6120:1980, as ações verticais são classificadas em: carga permanente e carga accidental.

##### **3.1.1 Carga permanente**

Para as cargas permanentes, é considerado o peso próprio de todos os elementos da estrutura, como por exemplo as lajes, as vigas e os pilares. O peso próprio do contrapiso, dos revestimentos e das alvenarias também são considerados como carga permanente. Há outros tipos de ações permanentes, porém, não serão discutidas.

No item 2.1.2 da ABNT NBR 6120:1980, há uma consideração especial para paredes divisórias, cujas posições não estejam definidas no projeto. O cálculo dos pisos com suficiente capacidade de distribuição da carga, quando não for feito por processo exato, pode ser feito admitindo, além dos demais carregamentos já mencionados, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de piso, não menor que um terço do peso por metro linear de parede pronta, observando o valor mínimo de 1 kN/m<sup>2</sup>.

A Tabela 3.1, que é uma reprodução da Tabela 1 da ABNT NBR 6120:1980, apresenta os pesos específicos dos materiais, onde são utilizados no cálculo das cargas permanentes.

**Tabela 3.1 - Peso específico dos materiais de construção.**

Materiais		Peso específico Aparente (kN/m <sup>3</sup> )
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concreto	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
Zinco	72	
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Adaptada: ABNT NBR 6120:1980.

### 3.1.2 Carga acidental

Segundo a ABNT NBR 6120:1980, as cargas verticais que podem atuar nos pisos das edificações, além das que se aplicam em caráter especial, referem-se as pessoas, móveis, utensílios e veículos, ou seja, referem-se à carga acidental, e são supostas uniformemente distribuídas, com os valores mínimos indicados pela norma.

A Tabela 3.2, que é uma reprodução da Tabela 2 da ABNT NBR 6120:1980, apresenta os valores mínimos das cargas verticais, onde são utilizados no cálculo das cargas acidentais.

**Tabela 3.2 - Valores mínimos das cargas verticais.**

	Local	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
1 Arquibancadas		4
2 Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros	2
	Salas de diretoria e de gerência	1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos	3
	Sala de assembleia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8 Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2
12 Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3
	Sem acesso ao público (ver 2.2.1.7)	2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos	
	Corredor e sala de aula	3
	Outras salas	2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de $\phi$ indicados em 2.2.1.6	3
19 Ginásios de esportes		5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	-
26 Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	-
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

Adaptada: ABNT NBR 6120:1980.

### **3.2 Ações horizontais**

As ações horizontais atuantes em um edifício são geralmente aquelas devidas ao vento e ao desaprumo.

Para determinar as ações do vento em cada elemento de contraventamento, admite-se o pavimento trabalhando como um diafragma rígido em seu plano médio, Carvalho e Pinheiro (2013) ressalta que esse procedimento se baseia no fato de que a laje tem uma área muito grande e assim é praticamente indeformável em seu plano e, portanto, tem movimento de corpo rígido.

#### **3.2.1 Ação do vento nas edificações**

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que os esforços devido à ação do vento sempre devem ser considerados, devendo ser determinados de acordo com o prescrito na NBR 6123:1988, que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações.

Segundo Gonçalves et al. (2007), a ação do vento do vento em edificações depende de dois aspectos: Meteorológicos e aerodinâmicos. Sendo que o aspecto meteorológico é relacionado a velocidade do vento, onde depende de fatores como:

- Local da edificação;
- Tipo de terreno (plano, aclave, morro, etc);
- Altura da edificação;
- Rugosidade do terreno (tipo e altura dos obstáculos à passagem do vento);
- Tipo de ocupação.

Já o aspecto aerodinâmico é relacionado a forma que a edificação possui, tendo um papel importante na determinação da força devido ao vento (GONSALVES et al., 2007).

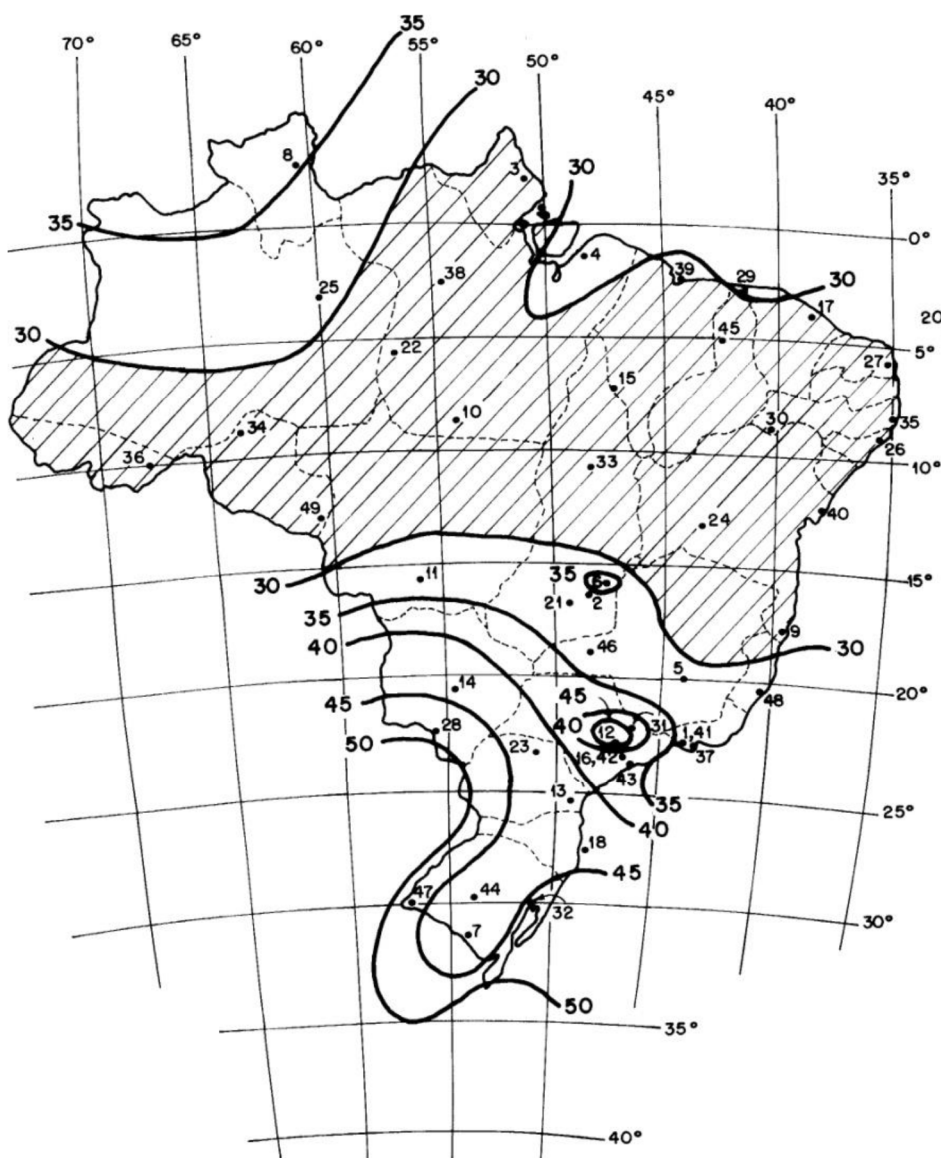
Devido ao caráter aleatório do vento, é importante que o projetista adote a situação mais desfavorável para a estrutura em relação a direção do vento (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

### 3.2.2 Determinação da velocidade do vento

Segundo ABNT NBR 6123:1988 a velocidade básica do vento,  $V_0$ , é definida de acordo com a região em que a edificação está localizada. Onde os valores demonstrados na Figura 3.1 foram obtidos com base nas seguintes condições:

- Velocidade básica para uma rajada de três segundos;
- Período de retorno de 50 anos;
- Altura de 10 m;
- Terreno plano em campo aberto e sem obstruções;
- Probabilidade de 60% de ser excedida pelo menos uma vez no período de retorno de 50 anos.

Figura 3.1 – Mapa de isopletas do vento no Brasil.



A partir da velocidade básica do vento, é possível determinar a velocidade com que ele incidirá numa determinada edificação, chamada de velocidade característica  $V_k$ . A velocidade característica deverá considerar os aspectos particulares da edificação, entre os quais:

- Topografia do local;
- Rugosidade do terreno;
- Altura da edificação;
- Dimensões da edificação;
- Tipo de ocupação e risco de vida.

Assim, a velocidade característica pode ser obtida através da seguinte equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{Equação 3.1})$$

Onde:

$V_0$  – Velocidade básica do vento;

$S_1$  – Fator topográfico;

$S_2$  – Fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da edificação;

$S_3$  – Fator estatístico.

Na sequência será demonstrado como podem ser obtidos os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , fatores estes, que tem a função de corrigir a velocidade básica.

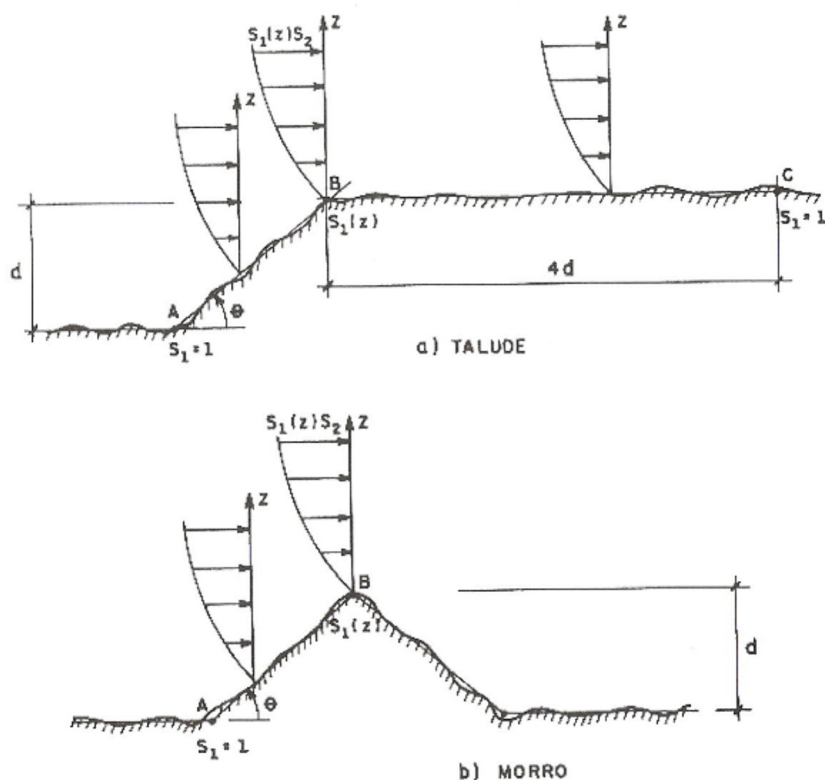
#### **a) Fator topográfico - $S_1$**

O fator topográfico considera a variação do relevo do terreno onde será construída a edificação.

A Norma Brasileira ABNT NBR 6123:1988 considera basicamente as três situações indicadas a seguir.

- Terreno plano ou pouco ondulado:  $S_1 = 1$ ;
- Para talude e morros, o valor de  $S_1$  é obtido a partir do ângulo de inclinação  $\theta$ , como mostrado na figura 3.2.
- Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$ .

Figura 3.2 – Fator topográfico  $S_1$ .



Fonte: NBR 6123:1988.

No ponto B, valem as seguintes equações para determinação de  $S_1$ :

$$\theta \leq 3^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 \quad (\text{Equação 3.2})$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (\text{Equação 3.3})$$

$$\theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad (\text{Equação 3.4})$$

Onde:

$z$  – Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

$d$  – Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta$  – Inclinação média do talude ou encosta do morro.

Entre A e B e entre B e C, segundo Gonçalves et al. (2007), pode-se obter o fator  $S_1$  por meio de interpolação linear.

### b) Fator $S_2$

O fator  $S_2$  considera as particularidades de uma edificação no que se refere às suas dimensões e a rugosidade média geral do terreno onde a mesma será

construída. A rugosidade do terreno está diretamente associada à velocidade do vento quando há presença de obstáculos naturais ou artificiais.

A ABNT NBR 6123:1988 estabelece cinco categorias de terreno em função de sua rugosidade:

- **CATEGORIA I:** Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação;
- **CATEGORIA II:** Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a um metro. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros;
- **CATEGORIA III:** Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a três metros. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazenda com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas;
- **CATEGORIA IV:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a dez metros e também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser considerados na categoria V. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas;
- **CATEGORIA V:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.



As dimensões da edificação estão relacionadas diretamente com o turbilhão (rajada) que deverá envolver toda a edificação, quanto maior for a edificação maior será sua influência sobre a edificação e, conseqüentemente, menor será a velocidade média.

Sobre as dimensões da edificação, a ABNT NBR 6123:1988 define três classes de edificações e seus elementos, considerando os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos para as rajadas, são elas:

- **CLASSE A:** Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) não exceda 20 metros;
- **CLASSE B:** Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) esteja entre 20 e 50 metros;
- **CLASSE C:** Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) exceda 50 metros.

Portanto, calcula-se o valor de  $S_2$  com a seguinte expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (\text{Equação 3.5})$$

Onde:

$z$  – Altura acima do terreno;

$F_r$  – Fator de rajada correspondente à categoria II;

$b$  – Parâmetro de correção da classe da edificação;

$p$  – Parâmetro meteorológico.

A expressão para o cálculo de  $S_2$  é aplicável até a altura  $z$  limite, a qual define o contorno superior da camada atmosférica para cada categoria, mostrada na segunda coluna do Quadro 3.1.

Os parâmetros  $F_r$ ,  $b$  e  $p$  adotados pela ABNT NBR 6123:1988 também estão apresentados no Quadro 3.1.

**Quadro 3.1 – Parâmetros Meteorológicos para o Fator  $S_2$ .**

Parâmetros Meteorológicos para o Fator $S_2$					
Categoria	z (m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: MONCAYO, 2011.

### c) Fator estatístico - $S_3$

O fator estatístico  $S_3$  está relacionado com a segurança da edificação, onde é considerado conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação da edificação,.

A Norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez nesse período. 2 Os valores mínimos do fator  $S_3$  estão apresentados no Quadro 3.2.

**Quadro 3.2 – Valores mínimos do fator  $S_3$ .**

Valores mínimos do fator estatístico $S_3$		
Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valor de $S_3$
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos de 1 a 3 durante a fase de construção.	0,83

Fonte: MONCAYO, 2011.

### 3.2.3 Força de arrasto e coeficiente de arrasto

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013), deve-se considerar a força do vento atuando perpendicularmente a superfície da edificação.

A consideração de vento em edificações altas recebe um tratamento, dentro de uma análise global, em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida por meio de um comportamento global da edificação, e representada por um único coeficiente,  $C_a$ , denominado coeficiente de arrasto (GONÇALVES, 2007).

A força de arrasto  $F_a$  é a componente da força global do vento sobre uma edificação, sendo a soma vetorial das forças incidentes nas diversas superfícies que compõe um edifício, esta componente pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{Equação 3.6})$$

Onde:

$C_a$  – Coeficiente de arrasto;

$q$  – Pressão dinâmica ou pressão de obstrução;

$A_e$  – Área efetiva, que é a área da projeção ortogonal da edificação, sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área da sombra”).

A pressão de obstrução  $q$  é aquela obtida num dado ponto onde só existe pressão estática, sendo, por este motivo, de interesse para a Engenharia Civil (GONÇALVES et al., 2007).

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, item 4.2.c, a pressão dinâmica pode ser obtida pela Equação 3.7, para cada altura de pavimento:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (\text{Equação 3.7})$$

Sendo:

$q$  em N/m<sup>2</sup>;

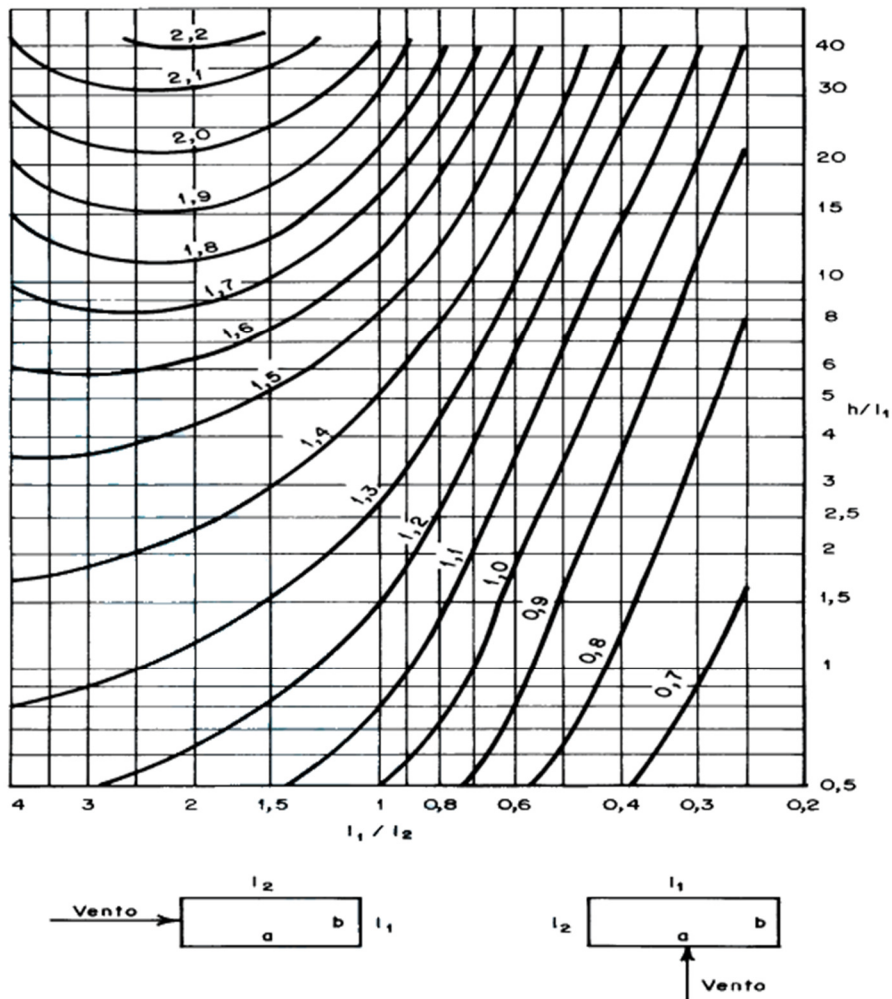
$V_k$  em m/s.

### 3.2.4 Coeficiente de arrasto para edificações de planta retangular

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, para a determinação do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) em edificações de múltiplos pavimentos com planta retangular, devem-se considerar, principalmente, as condições de vento de baixa ou alta turbulência.

O vento de baixa turbulência, caracterizado pela ausência de obstruções como, por exemplo, em campo aberto e plano, foi o utilizado para a determinação do  $C_a$  nos ensaios de túnel de vento. No gráfico da Figura 3.3, podem-se obter os valores do  $C_a$  em função da largura, comprimento e altura.

**Figura 3.3 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para edificações com planta retangular em vento de baixa turbulência.**



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Onde:

$h$  – Altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral;

$l_1$  – Largura da edificação (direção perpendicular à direção do vento);

$l_2$  – Profundidade da edificação dimensão na direção do vento).

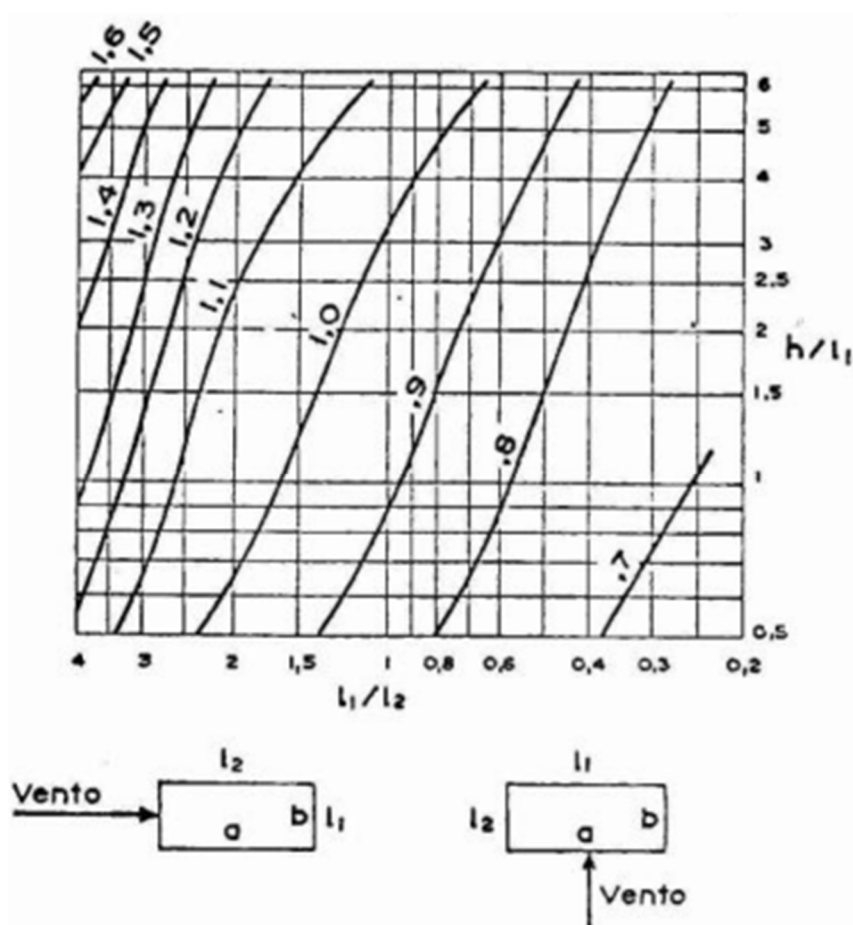
Segundo a NBR 6123:1988, uma edificação é considerada em zona de alta turbulência (caracterizado para grandes cidades, categorias IV e V, em que

geralmente há uma diminuição no coeficiente, pois a sucção a sotavento é reduzida) quando a sua altura não excede o dobro da altura média das edificações vizinhas, ou seja, se a altura da edificação for maior que o dobro da altura média das edificações vizinhas, ela estará em zona de baixa turbulência, caso contrário, estará em zona de alta turbulência.

A altura média das edificações vizinhas deve ser obtida com a altura de todas as edificações até certa distância na direção do vento incidente. Essa distância depende da altura da edificação em análise, como mostrado a abaixo:

- 500 metros, para uma edificação de até 40 metros de altura;
- 1.000 metros, para uma edificação de até 55 metros de altura;
- 2.000 metros, para uma edificação de até 70 metros de altura;
- 3.000 metros, para uma edificação de até 80 metros de altura.

Figura 3.4 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para edificações com planta retangular em vento de alta turbulência.



Quando for o caso, deve-se considerar os efeitos das excentricidades da força de arrasto conforme o item 6.6 da ABNT NBR 6123:1988, onde os esforços de torção oriundos da excentricidade são calculados considerando a força de arrasto agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico.

**a) Edificações sem efeito de vizinhança:**

$$e_a = 0,075 \cdot a \quad (\text{Equação 3.8})$$

$$e_b = 0,075 \cdot b \quad (\text{Equação 3.9})$$

**b) Edificações com efeito de vizinhança:**

$$e_a = 0,15 \cdot a \quad (\text{Equação 3.10})$$

$$e_b = 0,15 \cdot b \quad (\text{Equação 3.11})$$

Sendo:

$e_a$  medida na direção do lado maior  $a$ ;

$e_b$  medida na direção do lado menor  $b$ .

A consideração do momento torçor no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos exigirá do projetista o cálculo tridimensional, ou uma simplificação adequada deste efeito (GONÇALVES et al., 2007)

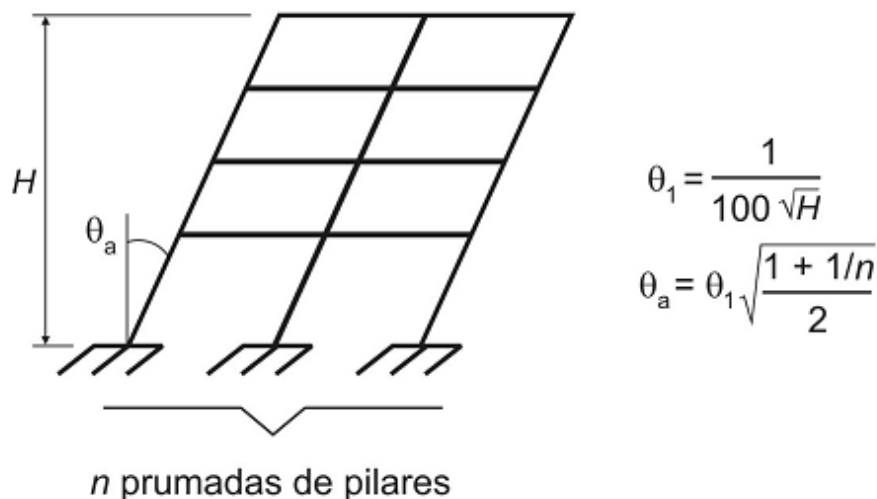
Recomenda-se que estes efeitos de vizinhança sejam considerados até a altura do topo das edificações vizinhas situadas num círculo de diâmetro igual à altura da edificação analisada ( $h$ ) ou 6 vezes o lado menor ( $6 \cdot b$ ), devendo-se adotar o menor dos dois valores (ABNT NBR 6123:1988).

### **3.2.5 Ações devidas às imperfeições geométricas globais**

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), mesmo quando descarregadas, as estruturas reticulares apresentam imperfeições geométricas no eixo dos seus elementos, sendo que as mesmas devem ser consideradas na verificação do estado limite último, e segundo o item 11.3.3.4 “Imperfeições geométricas” da NBR 6118:2014, pode-se dividir essas imperfeições em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais. O que interessa para a análise da estabilidade de uma edificação são as imperfeições globais.

O item 11.3.3.4.1 “Imperfeições globais” da ABNT NBR 6118:2014, tem-se que na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, ou seja, deve ser considerada para os elementos verticais uma inclinação com um ângulo  $\theta_a$  em radianos, como mostra a Figura 3.5.

Figura 3.5 – Imperfeições geométricas globais.



Fonte: NBR 6118:2014.

Onde:

$\theta_{1min} = 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1max} = 1/200$ ;

$H$  – Altura total da edificação em metros;

$n$  – Número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considera-se

$\theta_a = \theta_1$ .

Para pilares isolados em balanço, deve-se adotar  $\theta_1 = 1/200$ .

A ABNT NBR 6118:2007 prescrevia que o desaprumo não deveria ser superposto ao carregamento de vento. Entre as ações devidas ao desaprumo e ao vento, deveria ser considerada apenas a mais desfavorável, que poderia ser definida como a que provoca o maior momento na base da construção. Já na revisão de 2014 da ABNT NBR 6118, onde foi alterado o critério para combinação entre as ações devidas ao vento e ao desaprumo na edificação, passa a ser considerada também a atuação simultânea dos dois efeitos sobre a edificação. A mesma norma recomenda

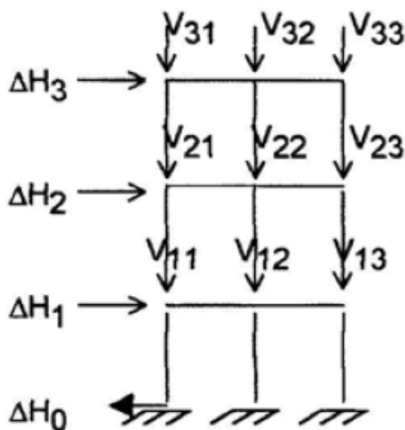
que a sobreposição das duas ações é necessária quando o menor valor entre eles ultrapassar 30% do maior valor, considerando o desaprumo correspondente a  $\theta_1$ .

Assim, quando a sobreposição for necessária, deve-se combinar com o vento o desaprumo correspondente a  $\theta_1$ . No caso em que o efeito do desaprumo for predominante, o valor do ângulo deve atender a  $\theta_{1min}$ . Nesta combinação, aceita-se considerar uma carga equivalente agindo no mesmo sentido e direção da ação do vento.

Segundo o IBRACON (2007), citado por Moncayo (2011), pode-se substituir a imperfeição geométrica por um conjunto de ações externas auto equilibradas equivalentes, conforme a Figura 3.6.

**Figura 3.6 – Desaprumo global.**

**Comentários Técnicos NB-1**



$$\Delta H_i = \sum_{j=1}^n V_{ij} \theta_a$$

$$\Delta H_0 = \sum_{i=1}^m \Delta H_i$$

$V_{ij}$  = carga vertical aplicada pelo andar  $i$  ao pilar  $j$   
ou pela fundação ( $i = 0$ )

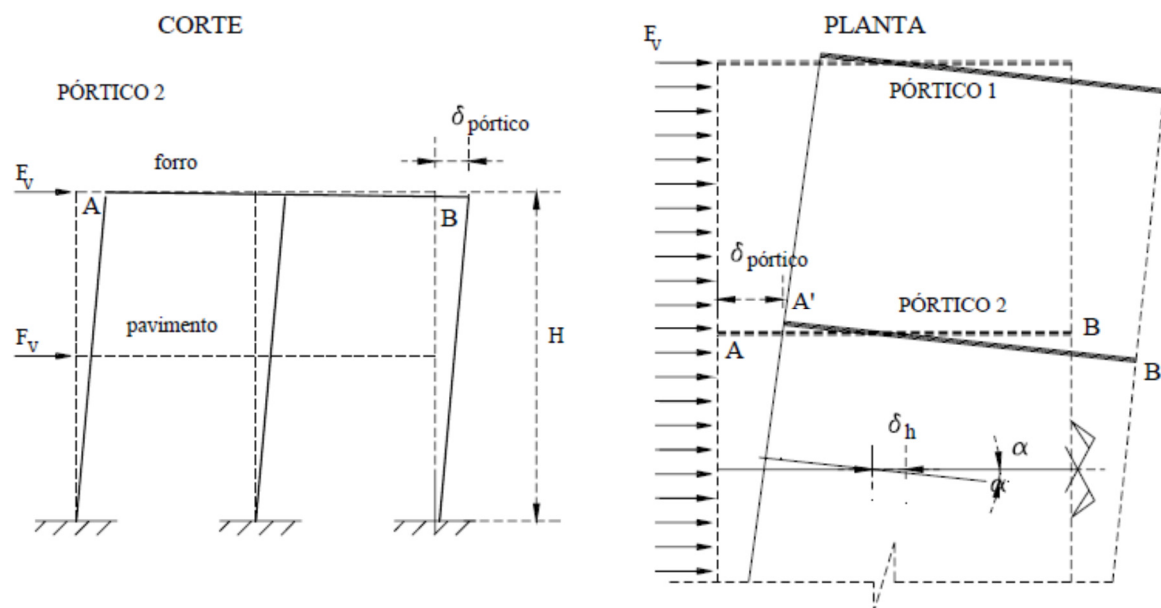
Fonte: IBRACON, 2007 apud MONCAYO, 2011, p.99.

### 3.2.6 Diafragma rígido

Segundo Raymundo (2011), considerar o pavimento como diafragma rígido corresponde a considerar que a distância entre dois pontos do pavimento não se altera, mesmo após a deformação decorrente da ação lateral (Figura 3.7).



**Figura 3.7 – Distribuição da ação do vento entre pórticos, admitindo a laje trabalhando como diafragma rígido.**



Fonte: RAYMUNDO, 2011.

A rotação ( $\alpha$ ) no pavimento decorre da excentricidade da ação do vento na face da estrutura, caso haja simetria, de acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), os deslocamentos da parte superior de todos os pilares serão iguais, pois a laje sofre apenas translação, e a parcela da ação total lateral que vai para cada pórtico é proporcional à rigidez de cada um deles.

Para estruturas pré-moldadas, no qual os pavimentos são compostos por elementos de laje alveolar, após a determinação destas ações devem ser calculados os esforços no plano médio do pavimento, verificando se tais esforços atuantes na laje podem ser absorvidos, principalmente nas ligações capa/elemento pré-moldado e laje/viga. Para pavimentos moldados no local, com laje maciça, pode-se considerar que estes esforços sejam de baixa intensidade e suportadas pela mesma.

### 3.2.7 Efeito diafragma em lajes alveolares

A transferência das forças horizontais que atuam na construção para os elementos de contraventamento da estrutura é feita pela laje mediante esforços no plano do pavimento, com um comportamento de chapa, esta transferência de forças, denominada de efeito diafragma, tem um importante papel na resistência da estrutura frente às ações laterais nos edifícios de múltiplos pavimentos (EL DEBS, 2000).

De acordo com Elliot (2002), pode-se obter a estabilidade global de construções pré-moldadas de concreto quando as ações horizontais provenientes do vento são transmitidas, através das estruturas de piso, para as subestruturas de contraventamento. Qualquer tipo de estrutura de piso pode ser projetada e construída para funcionar desta forma, que segundo Raymundo (2012), o efeito diafragma pode ser obtido a partir do emprego de uma capa de concreto armado inserida em toda área do piso (Figura 3.8), onde segundo Santos (2014) é a forma mais utilizada no Brasil para distribuir as tensões no pavimento e garantir o comportamento de diafragma.

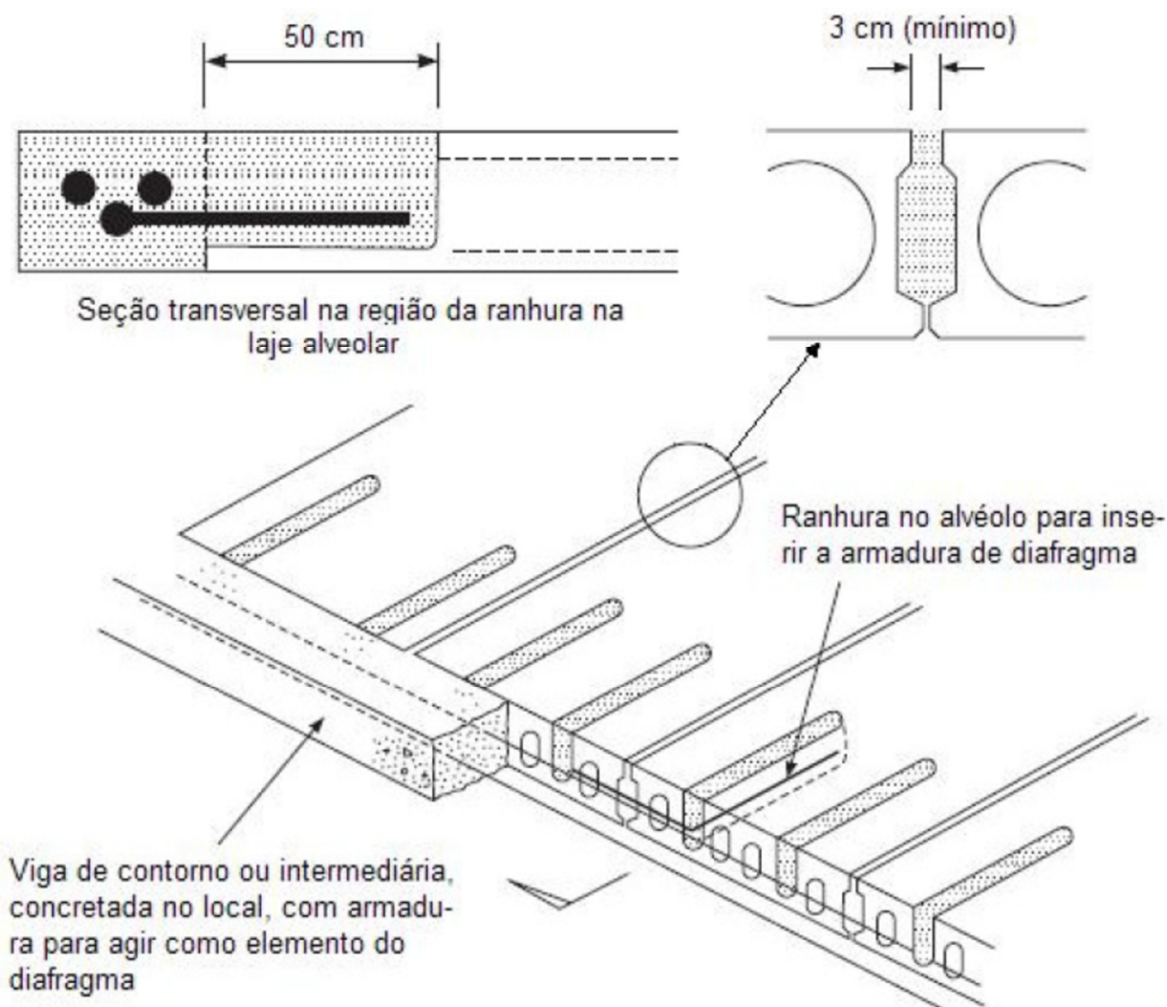
**Figura 3.8 – Pavimento preparado para receber a capa estrutural.**



Fonte: RAYMUNDO, 2012.

Santos (2014) também afirma que é comum realizar o cálculo e o detalhamento dos pavimentos como diafragma rígido com base nas providências indicadas na Figura 3.9, onde o pavimento é concebido sem a utilização de capa. Isto é possível uma vez que o painel de laje alveolar possui chaves de cisalhamento, que preenchidas por argamassa fluída formam uma única laje, deste modo as ações verticais e horizontais são transferidas em toda a extensão do pavimento.

**Figura 3.9 – Pavimento de laje alveolar sem capa de concreto e com função de diafragma rígido.**



Fonte: SANTOS, 2014.

Segundo El Debs (2000), na análise do efeito diafragma, as lajes são consideradas como vigas de grande altura, onde os principais esforços que aparecem são: forças de tração, compressão nos banzos e cisalhamentos entre os elementos. Na determinação dos esforços devido a essa transferência de forças, pode-se recorrer ao processo simplificado em que a laje é considerada como viga em regime elástico-linear. Pode-se também optar pelo método dos elementos finitos.

O dimensionamento das lajes onde garanta o efeito diafragma, corresponde ao cálculo da armadura dos banzos tracionados e à verificação da transferência de cisalhamento entre os próprios elementos de laje e também entre os elementos de laje e os elementos de contraventamento da estrutura.



## 4 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

De acordo com Bastos (2005), as estruturas convencionais de contraventamento são compostas por elementos de grandes dimensões, como pilares-parede, paredes estruturais, treliças, pórticos de grande rigidez, núcleos de rigidez, entre outros, que propiciam grande inércia a edificação. Além disso, também indica as lajes como elementos auxiliares na estabilidade por ter grande rigidez no plano que constitui, efeito conhecido como diafragma rígido, e ainda, liga os vários pórticos de uma direção entre si, o que melhora o seu comportamento em conjunto.

Pode-se optar por vários tipos de contraventamento, baseando-se nas diferentes formas de comportamento das estruturas submetidas aos diversos tipos de carregamentos, sendo que a necessidade da utilização de uma estrutura de contraventamento pode ser justificada se a estrutura for de nós móveis, ou se ela sofrer deslocamentos laterais significativos para essas solicitações, ou se os efeitos de 2ª ordem ao nível global não puderem ser desprezados.

O tipo de material também desempenha um papel fundamental na escolha de um sistema de contraventamento, sendo que o travamento de uma estrutura puramente metálica é dado em geral por sistemas de treliças verticais e horizontais, enquanto em estruturas de concreto armado são paredes ou núcleos no sentido vertical, e as próprias lajes de concreto armado no sentido horizontal.

Resumidamente, os tipos mais comuns de contraventamentos são:

- Pórticos;
- Parede;
- Paredes associadas a pórticos;
- Núcleos e tubos;
- Reticulada contraventada (sistema de treliça).

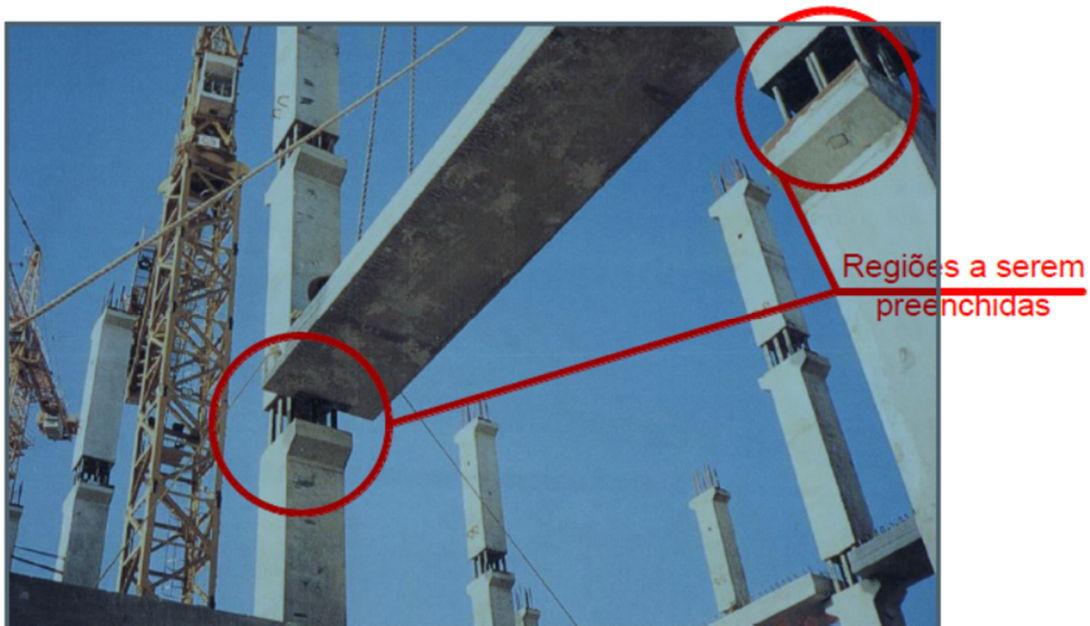
Nos sistemas de contraventamento, os pilares de contraventamento ou outros elementos verticais como paredes ou núcleos estruturais, além de serem responsáveis pela coleta dos carregamentos que são aplicados nos pisos através dos subsistemas horizontais que os leva até o solo, também recebem os carregamentos laterais.

Ferreira (2008) observa que as edificações de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos com altura intermediária (até três pavimentos) não necessitam receber qualquer sistema de contraventamento, já para as edificações de grandes alturas, 4 ou mais pavimentos, a aplicação de elementos de contraventamento se torna necessária.

#### 4.1 Pórticos

Quando o engastamento dos pilares nas fundações não fornece a rigidez necessária para a estrutura, como por exemplo no caso de estruturas esbeltas em esqueleto ou em pórticos simples, a rigidez horizontal adicional pode ser obtida por meio de ligações viga-pilar resistentes à flexão. Dependendo da característica da edificação e a magnitude das ações, as ligações entre vigas e pilares podem ser realizadas através da inserção de um trecho moldado no local, como indicado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Ligação rígida entre viga e pilar.



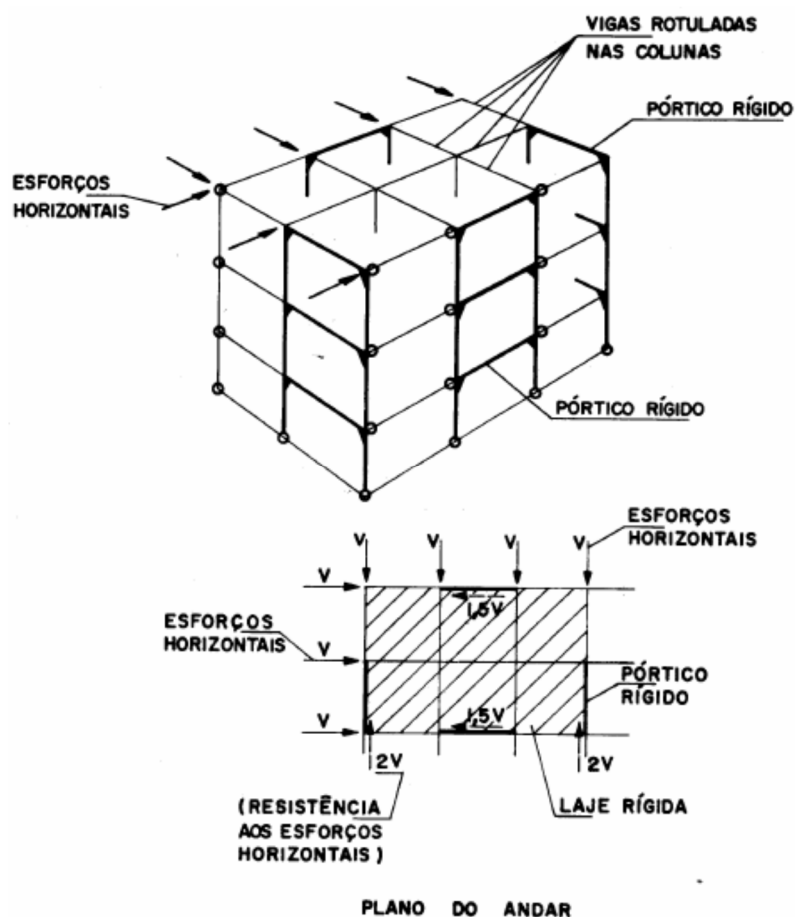
Fonte: FERREIRA, 2008.

De acordo com Carneiro e Martins (2008) a principal vantagem desse sistema é deixar livres para a utilização, todos os vãos entre colunas, o que não é completamente possível nos demais sistemas. Contudo tem significativas desvantagens, tais como:

- Pode ser um sistema menos econômico quando comparado com os outros;

- As ligações engastadas vigas-colunas são de execução mais elaborada;
- As colunas dos pórticos rígidos são significativamente mais pesadas porque, além da compressão, são dimensionadas também a flexão e, frequentemente, o deslocamento horizontal é um fator preponderante no dimensionamento.

Figura 4.2 – Estrutura de pórticos rígidos.

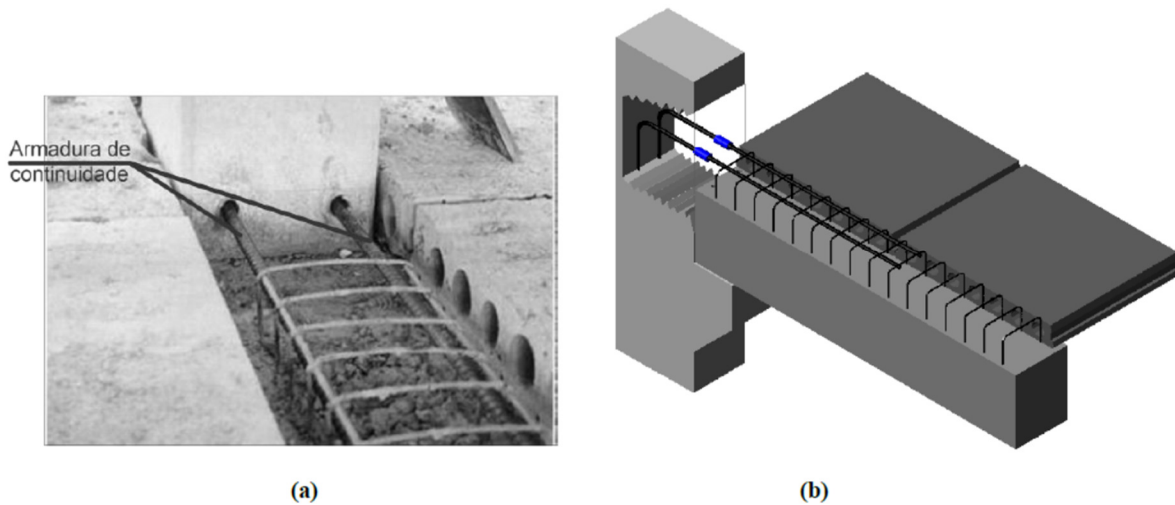


Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

#### 4.1.1 Ligações semirrígidas entre vigas e pilares

Dependendo da estrutura, a ligação existente entre vigas e pilares não necessita ser totalmente rígida, desta forma, pode-se inserir sobre as vigas, barras de continuidade que são ancoradas nos pilares por meio de luvas. Após a cura da capa estrutural, as ligações entre os elementos apresentam um comportamento estrutural intermediário entre o rígido e o articulado, devido a este comportamento, Ferreira (1999) designa para este tipo de ligação o nome de semirrígida. A Figura 4.3 indica como são realizadas tais ligações na estrutura pré-moldada de concreto.

**Figura 4.3 – Ligação semirrígida: (a) Armadura de continuidade em um pavimento; (b) Esquema de ancoragem nos pilares de extremidade.**



Fonte: FERREIRA, 2008.

Em geral as ligações viga-pilar presentes nas estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado apresentam comportamento semirrígido.

O termo semirrígidez de uma ligação está diretamente ligado com a rigidez da ligação à flexão. A ABNT NBR 9062 afirma que as ligações são consideradas como semirrígidas para engastamentos parciais entre 20% e 90%.

$$0,20 \leq \frac{M_E}{M_R} \leq 0,90 \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde:

$M_E$  – Momento na extremidade da viga;

$M_R$  – Momento rígido (engastamento perfeito).

Sendo assim, ao se definir o grau de engastamento parcial (dada pela relação  $M_E/M_R$ ), poderá ser definido o valor do coeficiente  $\alpha_R$ , que segundo Jeremias Jr. (2007) é o valor do coeficiente de restrição que representa o grau de engastamento arbitrado.

$$\frac{M_E}{M_R} = \left[ \frac{3\alpha_R}{2+\alpha_R} \right] \quad (\text{Equação 4.2})$$

Com o valor do fator de restrição definido, pode-se calcular o coeficiente de mola  $R$ , que de acordo com Jeremias Jr. (2007) é definido pela seguinte expressão:

$$R = \frac{0,75\alpha_R}{1-\alpha_R} \cdot \left( \frac{4EI}{L} \right) \quad (\text{Equação 4.3})$$



O projeto de ligação deve levar em conta simultaneamente os critérios de resistência e de rigidez.

Com base no fator de restrição  $\alpha_R$ , em Ferreira et al. (2002) é apresentada uma proposta de classificação das ligações semirrígidas de estruturas pré-moldadas, em cinco zonas distintas conforme indicado na Tabela 4.1.

**Quadro 4.1 – Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.**

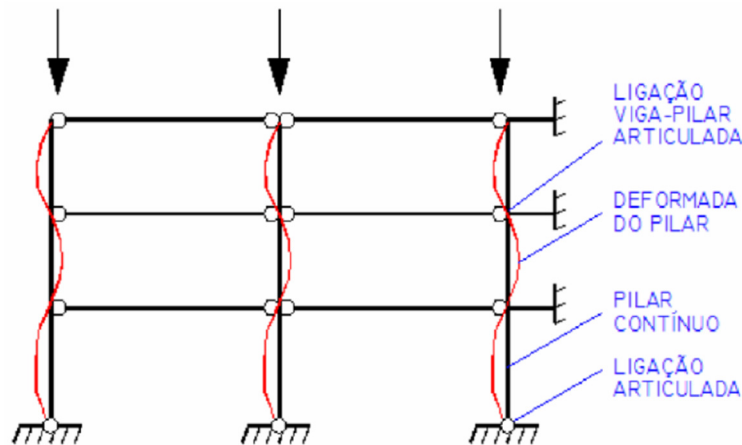
<b>Zonas</b>	<b>Fator de Restrição</b> $\alpha_R$	<b>Engastamento Parcial</b> $M_E / M_R$	<b>Classificação das Ligações</b>
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E / M_R < 0,2$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E / M_R < 0,5$	Semi-Rígidas com Restrição Baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E / M_R < 0,75$	Semi-Rígidas com Restrição Média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E / M_R < 0,9$	Semi-Rígidas com Restrição Alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq M_E / M_R < 1$	Perfeitamente Rígidas

Fonte: FERREIRA et al., 2002.

## 4.2 Pilares-parede

Em determinadas situações, a aplicação de ligações resistentes a momentos fletores passa a não ser mais suficiente em contraventar a estrutura e garantir a estabilidade da edificação submetida as ações laterais. Neste caso, a aplicação de outros sistemas, como núcleos rígidos e paredes de cisalhamento (pilar-parede), tornam-se opções mais viáveis. Devido sua grande rigidez, tais elementos de contraventamento não necessitam mais de ligações entre as vigas e os demais pilares, sendo comum a aplicação de pilares que são rotulados nas base e na ligação com a viga (barras bi rotuladas), uma vez que grande parte dos esforços vai para os elementos mais rígidos (JEREMIAS JR., 2007). Desta forma os pilares trabalhariam apenas à compressão, sendo a flambagem a única verificação a ser realizada. A Figura 4.4 indica a deformada da estrutura contraventada por este sistema.

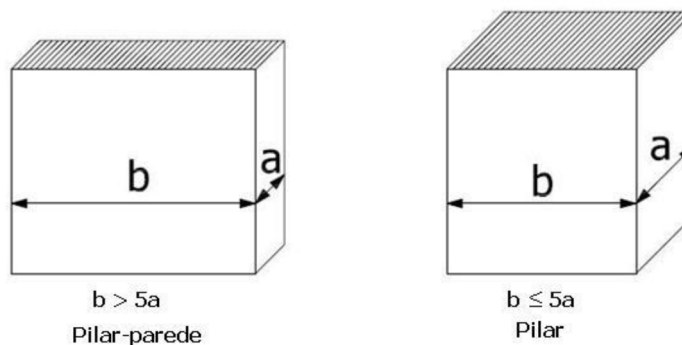
**Figura 4.4 – Modo da deformada da estrutura contraventada por pilar-parede.**



Fonte: JEREMIAS JR., 2007.

Segundo Fusco (1981), pilares-parede, ou paredes estruturais, são estruturas laminares planas verticais com apoio contínuo em sua base, com largura cinco vezes maior que a espessura, como mostra a Figura 4.2.

**Figura 4.5 – Distinção entre pilar-parede e pilar.**



Fonte: FUSCO, 1981.

De acordo com Fusco (1981), os pilares-parede são tratados de forma semelhante aos pilares, com alguns detalhes adicionais, principalmente relativo a armadura mínima, a consideração de excentricidades, e cuidados com seções vazadas. Já de acordo com a NBR 6118:2014, que dedica a seção 15.9 à análise de pilares-parede, maneiras de desprezar-se às tensões de 2ª ordem, ou mesmo processos aproximados para considerá-las. Tal processo aproximado divide a parede estrutural em faixas, desde que cada faixa possua esbelteza limitada.

Wordell (2003) relata a grande capacidade dessa estrutura de resistir a esforços horizontais, mas não em sua totalidade, cabendo assim uma pequena parcela aos demais elementos da estrutura, devendo essa parcela ser considerada

para que a análise seja mais próxima da condição real da estrutura, característica esta desejável nas análises estruturais. Além disso, evita-se também o superdimensionamento da seção da parede estrutural.

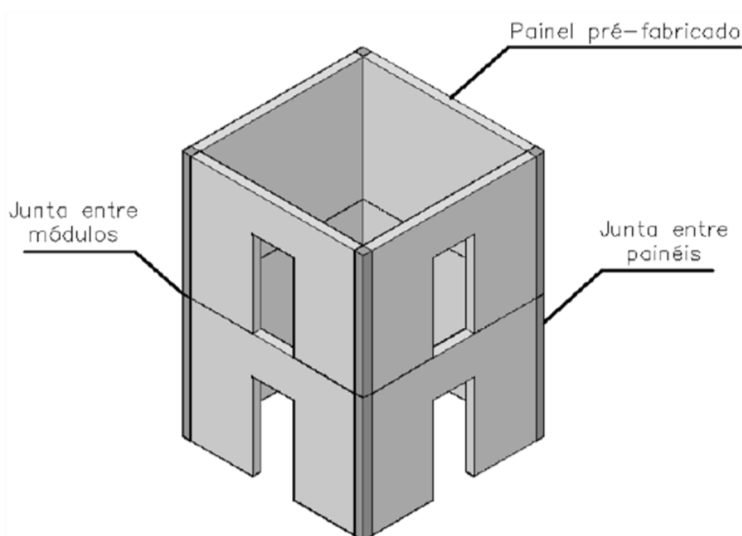
Os pilares-parede podem ser compostos por elementos pré-fabricados, onde são formadas por painéis conectados entre si de forma rígida, ou por elementos moldados no local, sendo esta uma opção onde demandaria um grande consumo de fôrmas e também de sistemas construtivos complicados.

O posicionamento das paredes influencia diretamente na distribuição dos esforços no pavimento, pois a disposição não simétrica e a diferença de inércia entre os elementos de contraventamento ocasiona a torção da edificação.

### 4.3 Núcleos de rigidez

O núcleo rígido também pode ser inserido na estrutura com elementos pré-fabricados ou moldados no local, que segundo Jeremias Jr. (2007), podem ser combinados com pilares-parede. O mais comum na pré-moldagem é compor a região fechada através da instalação de 4 painéis conectados, de modo a formar um elemento rígido (Figura 4.6).

**Figura 4.6 – Núcleo rígido composto por elementos pré-moldados.**

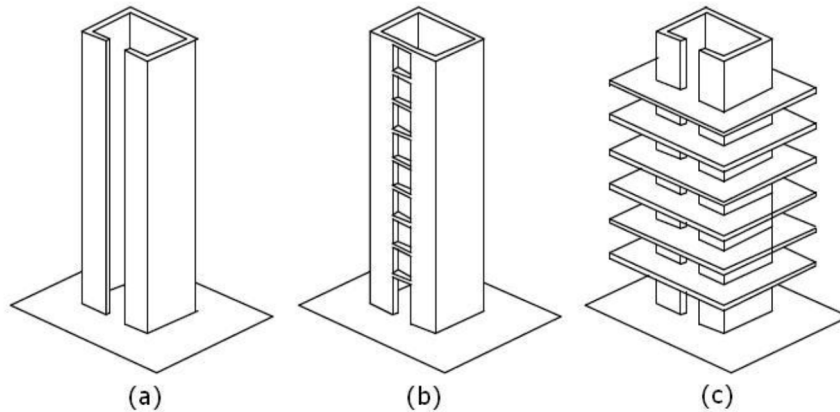


Fonte: RAYMUNDO, 2012.

Como consta por Smith (1991), os núcleos de rigidez são posicionados junto às escadas e elevadores, destinados a resistir as grandes forças gravitacionais e horizontais, tratando-se de pilares-parede conectados formando uma caixa, que pode

ser aberta, parcialmente fechada por vigas, ou parcialmente fechada por lajes, como mostra a Figura 4.7.

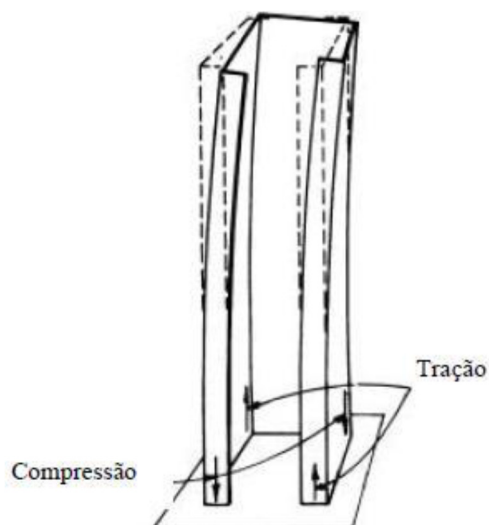
**Figura 4.7 – Tipos de núcleo de rigidez.**



Fonte: SMITH, 1991.

Ainda de acordo com Smith (1991), o momento de inércia de um núcleo de rigidez é invariavelmente alto, por isso é frequente que se coloque sobre ele toda a responsabilidade relativa às cargas laterais. Se a estrutura sofrer torções, esse arranjo estrutural também é muito significativo para resistir à torção da construção. Usualmente é calculada sendo tratada como uma estrutura de consolo, e em certos edifícios altos as deformações resultantes das tensões de flexão e empenamento tem mesma ordem de grandeza, exigindo análise quanto à flexo-tração. Quando se usa vigas e lajes seu comportamento melhora quanto ao empenamento, como é mostrado na Figura 4.8.

**Figura 4.8 – Empenamento de um núcleo de rigidez.**



Fonte: SMITH, 1991.

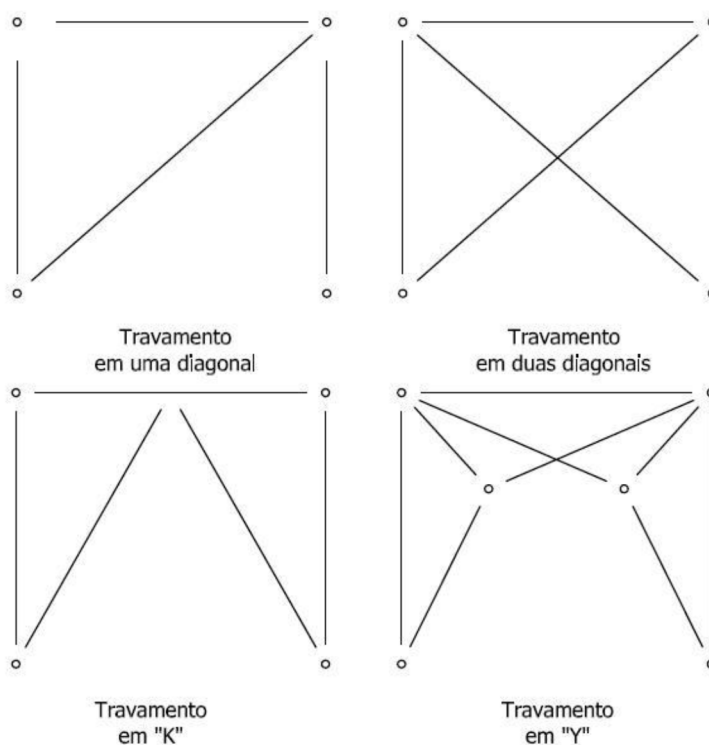
Assim como as paredes de contraventamento, os núcleos também podem estar localados na estrutura de forma simétrica ou assimétrica em relação a sua disposição em planta.

#### 4.4 Pórtico Treliçado

Segundo Dias (2004), pórticos treliçados apresentam barras diagonais prendendo um nó ao outro, provendo ao pórtico maior rigidez, portanto, reduzindo sua deslocabilidade. As diagonais podem ser de concreto ou metálicas, sendo este último material mais conveniente, visto as dificuldades na execução de peças de concreto inclinadas.

Dias (2004) ainda apresenta alguns tipos de travamento, como o em uma diagonal, em duas diagonais, em K e em Y, mostrados na figura 4.9. Como tais pórticos não necessitam estar posicionados lado a lado, mas na mesma direção, tendo em vista o efeito diafragma rígido gerado pelas lajes, pode-se usar arquitetonicamente os pórticos treliçados nas fachadas.

Figura 4.9 – Tipos de travamento.

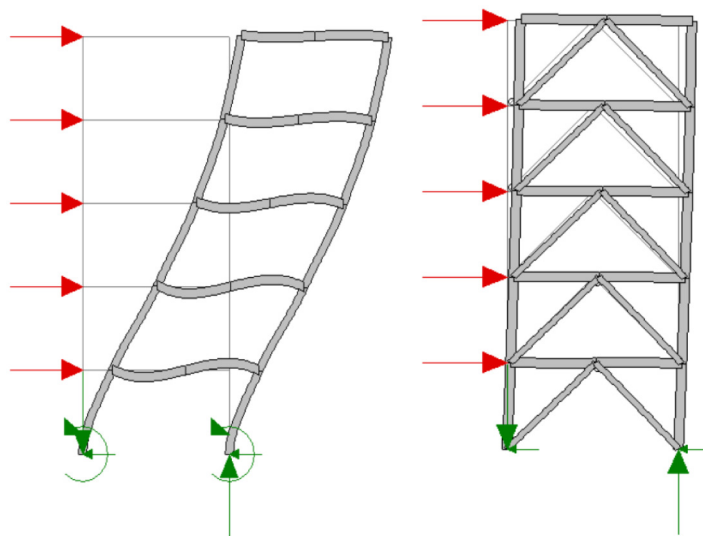


Fonte: DIAS, 2004.

Segundo Carneiro e Martins (2008) a estabilidade estrutural é obtida através de contraventamentos verticais ao invés de ligações rígidas entre vigas e pilares. Os

contraventamentos são colocados ao longo de toda a altura do edifício, fazendo com que a estrutura adquira rigidez horizontal através de efeitos de tração e compressão nas diagonais, além dos efeitos adicionais de tração e compressão nas colunas adjacentes aos contraventamentos. É como se a resistência por flexão fosse transferida por tração e compressão, sendo que a própria flexão é a resultante de um binário de tração com compressão (Figura 4.10).

**Figura 4.10 – Travamento realizado pelo pórtico treliçado.**



Fonte: CARNEIRO; MARTINS, 2008.

## 5 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Para esta análise foram desenvolvidos dois exemplos diferentes de estruturas, sendo que o primeiro possui 4 pavimentos e o segundo 5 pavimentos, e que a distância considerada entre os pavimentos é de 4,00 m. Foi iniciado em 4 pavimentos devido ao fato do  $\gamma_z$  ser válido apenas para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares, e se restringiu a 5 pavimentos tendo em vista o aumento do valor do coeficiente  $\gamma_z$ , que implicaria na instabilidade da estrutura e consecutivamente em uma análise não-linear para a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. A utilização do  $\gamma_z$  como parâmetro de avaliação da estabilidade global destas estruturas se justifica pelo fato do coeficiente ser capaz de estimar os esforços de 2ª ordem por uma simples majoração dos esforços de 1ª ordem.

Para cada exemplo analisado foram aplicados 4 diferentes sistemas de contraventamento, ficando com a seguinte configuração:

- Exemplo 1 – Estrutura de 4 pavimentos:
  - Modelo 1a - Exemplo 1 contraventado por pórticos com ligações semirrígidas entre pilares e vigas;
  - Modelo 1b - Exemplo 1 contraventado por pilares-parede;
  - Modelo 1c - Exemplo 1 contraventado por núcleo rígido;
  - Modelo 1d - Exemplo 1 contraventado por pórticos treliçados.
- Exemplo 2 – Estrutura de 5 pavimentos:
  - Modelo 2a - Exemplo 2 contraventado por pórticos com ligações semirrígidas entre pilares e vigas;
  - Modelo 2b - Exemplo 2 contraventado por pilares-parede;
  - Modelo 2c - Exemplo 2 contraventado por núcleo rígido;
  - Modelo 2d - Exemplo 2 contraventado por pórticos treliçados.

Para poder comparar o desempenho dos sistemas de contraventamento, a estrutura do Exemplo 1 foi dimensionada de modo que o valor do coeficiente  $\gamma_z$  fosse o mais próximo de 1,10 (limite para dispensa dos efeitos de 2ª ordem globais) na direção onde o vento incide. Para a análise do Exemplo 2, foi acrescentado mais um pavimento, sem que houvessem alterações nas dimensões dos elementos que compõe a estrutura (vigas, pilares e subestruturas de contraventamento).

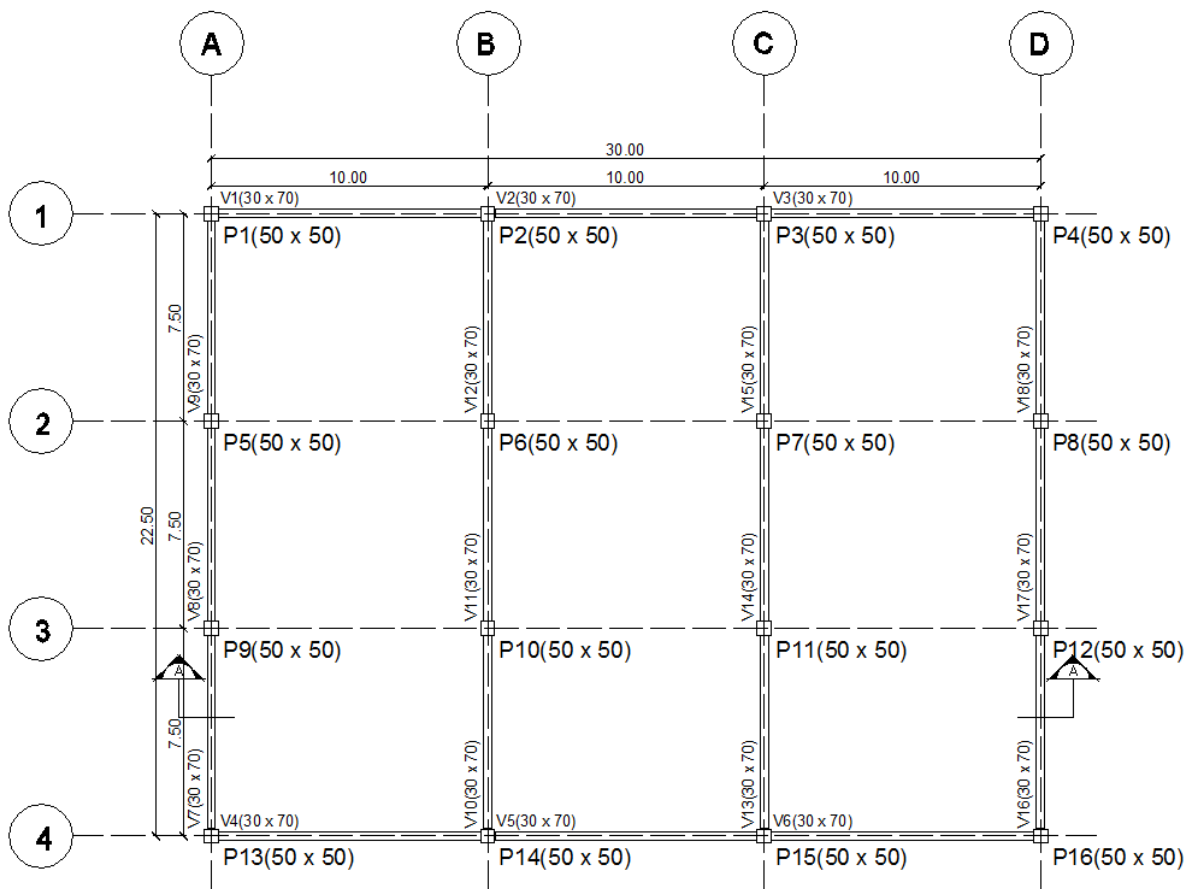
Nesta análise não foi considerado a sobreposição de vento e desaprumo conforme prescrito na ABNT NBR 6118:2014, e sim o mais desfavorável entre o momento gerado pela ação do vento e as imperfeições geométricas globais, calculadas considerando um desaprumo dos elementos verticais.

## 5.1 Características das estruturas

Os Exemplos analisados foram desenvolvidos tendo como referência os arranjos, as modulações e os carregamentos usualmente utilizados no sistema construtivo com estruturas de concreto pré-moldada de múltiplos pavimentos.

Dentre os diversos arranjos estruturais possíveis em planta, foi adotado o arranjo demonstrado na Figura 5.1, onde a modulação da estrutura é de 10,00 m x 7,50 m e as dimensões em planta para todos os pavimentos são de 30,00 m x 22,50 m.

Figura 5.1 – Arranjo estrutural dos exemplos analisados.



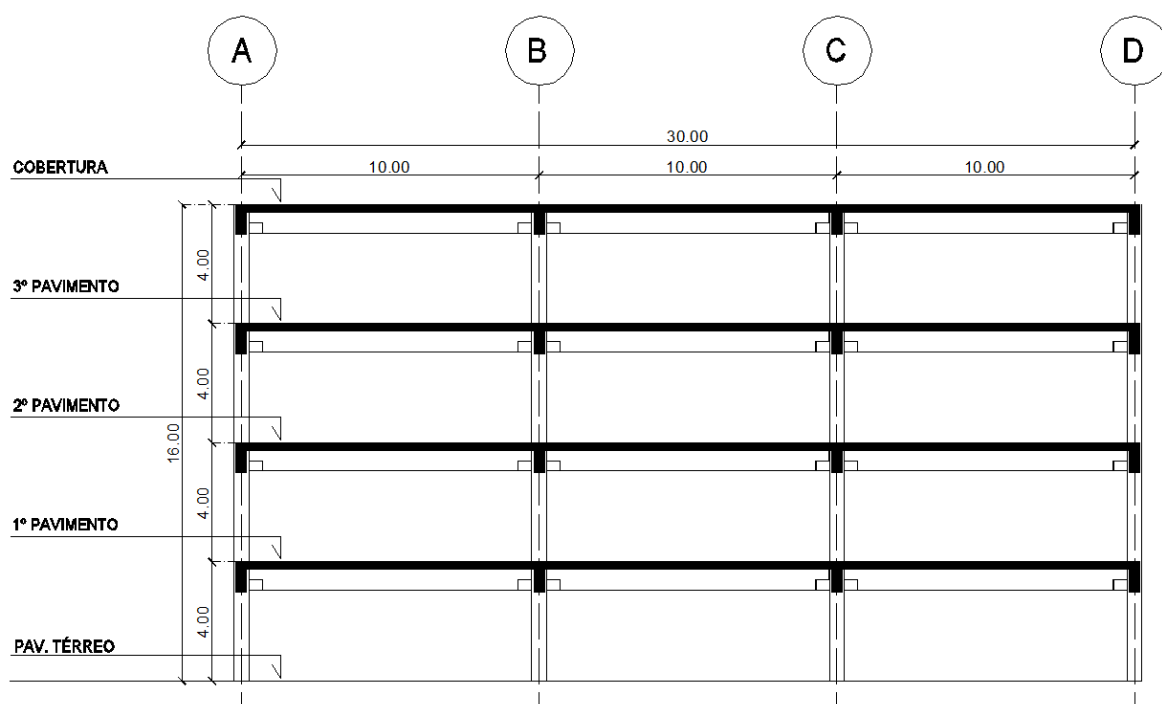
Fonte: Próprio autor.



Observa-se que a estrutura é constituída por vigas com seção de 30 cm x 70 cm e pilares com seção de 50 cm x 50 cm, todos de concreto pré-moldado com  $f_{ck}$  de 40 MPa (composto por agregados de granito  $\alpha_E = 1,0$ ). Nestes exemplos não foram considerados os fechamentos e nem analisado as lajes, foram considerados apenas os carregamentos sobre as lajes e seu peso próprio, além da sua função na distribuição das ações laterais de vento. Para efeito de cálculo, foi considerado um peso próprio de  $4,30 \text{ kN/m}^2$ , que é compatível a uma laje alveolar protendida H20 com uma capa de concreto de 5 cm.

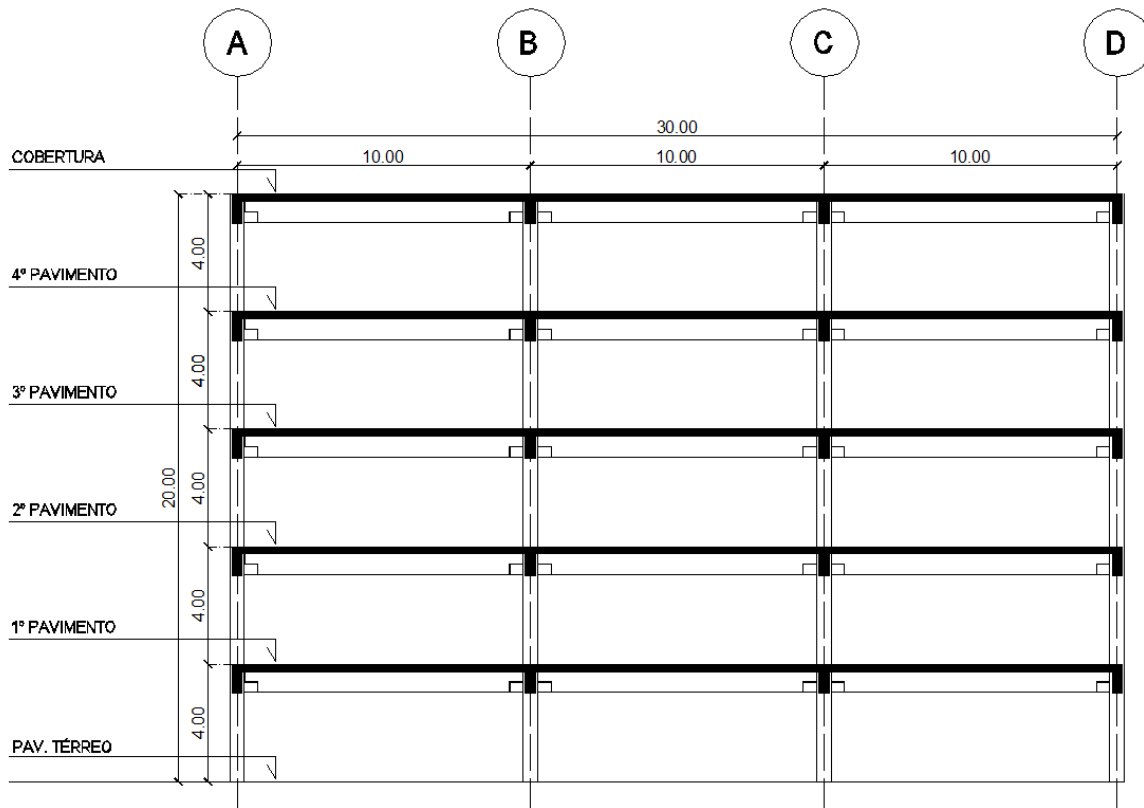
Abaixo estão os cortes dos exemplos analisados.

**Figura 5.2 – Corte AA da estrutura de 4 pavimentos.**



Fonte: Próprio autor.

Figura 5.3 – Corte AA da estrutura de 5 pavimentos.



Fonte: Próprio autor.

## 5.2 Ações atuantes nas estruturas

Para se obter o valor de  $\gamma_z$  e avaliar a estabilidade global da edificação, deve-se primeiro determinar os deslocamentos levando-se em conta as ações verticais e horizontais.

### 5.2.1 Determinação das ações verticais

Considerou-se como esforços verticais sobre as lajes, o seu peso próprio e sua carga acidental de ocupação. Os valores dos carregamentos considerados estão demonstrados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Carregamentos atuantes nas lajes.

$g_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g + q$ (kN/m <sup>2</sup> )
2,80	1,50	4,00	8,30

Fonte: Próprio autor.

Onde:

$g_1$  – Peso próprio da laje (laje alveolar H20);

$g_2$  – Peso próprio da capa de concreto (espessura de 5 cm);

$q$  – Carga acidental proveniente da ocupação (adotada).

Para as vigas, pilares e elementos de contraventamento em concreto, utilizou-se uma densidade de 25 kN/m<sup>3</sup>.

Assim, depois de carregar a estrutura no software, considerando todos estes esforços, o mesmo retornará o carregamento vertical total, que será apresentado no decorrer desta análise.

### 5.2.2 Determinação das ações horizontais

Neste caso, a ação horizontal que atua nestas estruturas é proveniente do esforço provocado pelo vento.

A definição das cargas atuantes relativas ao vento foi calculada segundo os critérios da ABNT NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações), admitindo que o vento incida na fachada de maior dimensão, que é a situação mais crítica. Também foi admitido que a edificação está localizada em local de terreno plano e bairro densamente habitado na cidade de São Carlos.

Pelo mapa de isopletas da Figura 3.2, verifica-se que para São Carlos, pode-se considerar a ação do vento com velocidade básica ( $V_0$ ) de aproximadamente 40 m/s.

O coeficiente  $S_1$ , relacionado com o fator topográfico, para terrenos planos ou fracamente acidentados, tem o valor igual a 1.

O fator  $S_2$ , que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, se encaixa nas seguintes categorias:

- Categoria IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zonas florestais, industriais ou urbanizados;
- Classe B – Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.

O valor de  $S_2$  pode ser calculado pela Equação 3.5, com os parâmetros  $F_r = 0,98$ ,  $b = 0,85$  e  $p = 0,125$  dados pelo Quadro 3.1 conforme a classe e categoria adotadas.

O fator  $S_3$  baseado em conceitos estatísticos, que leva em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, em função do seu tipo de ocupação, é obtido pelo Quadro 3.2. Considerando a estrutura inserida no grupo 2 (Edificações para hotéis e residências, e edificações para comércio e indústria de alto fator de ocupação) tem-se o valor igual a 1.

Com a velocidade básica e os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , pode-se determinar a velocidade característica do vento para cada uma das alturas, a partir da Equação 3.1.

A pressão de obstrução  $q_{vento}$  é calculada pela Equação 3.7, também para cada uma das alturas.

O coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) foi definido para situação de vento com alta turbulência (trata-se de bairro densamente habitado) é obtido pela Figura 3.5 em função das relações  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ , em que  $h$  é a altura da edificação acima do terreno (irá variar conforme o número de pavimentos do modelo),  $l_1 = 30,00\text{ m}$  é a dimensão da edificação perpendicular à direção do vento e  $l_2 = 22,50\text{ m}$  é a dimensão na direção do vento.

**a) Modelo com 4 pavimentos:**

$$h/l_1 = 16,00/30,00 = 0,53$$

$$l_1/l_2 = 30,00/22,50 = 1,33$$

$$C_a = 0,90$$

**b) Modelo com 5 pavimentos:**

$$h/l_1 = 20,00/30,00 = 0,67$$

$$l_1/l_2 = 30,00/22,50 = 1,33$$

$$C_a = 0,90$$

Com os valores já obtidos para os diversos parâmetros, foram encontradas as forças de arrasto para cada nível de pavimento da edificação dadas pela Equação 3.6.

Os quadros abaixo demonstram os valores dos carregamentos de vento para os exemplos com 4 e 5 pavimentos.

**Quadro 5.2 – Ação do vento para 4 pavimentos.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	V <sub>0</sub> (m/s)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>vento</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	F <sub>a</sub> (kN)
Térreo	0,00	30,00	1,00	0,00	1,00	40,00	0,00	0,00	0,90	29,23
1º	4,00	30,00	1,00	0,74	1,00	40,00	29,71	0,54	0,90	63,98
2º	8,00	30,00	1,00	0,81	1,00	40,00	32,40	0,64	0,90	73,22
3º	12,00	30,00	1,00	0,85	1,00	40,00	34,09	0,71	0,90	79,80
Cobertura	16,00	30,00	1,00	0,88	1,00	40,00	35,34	0,77	0,90	41,33

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 5.3 – Ação do vento para 5 pavimentos.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	V <sub>0</sub> (m/s)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>vento</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	F <sub>a</sub> (kN)
Térreo	0,00	30,00	1,00	0,00	1,00	40,00	0,00	0,00	0,90	29,23
1º	4,00	30,00	1,00	0,74	1,00	40,00	29,71	0,54	0,90	63,98
2º	8,00	30,00	1,00	0,81	1,00	40,00	32,40	0,64	0,90	73,22
3º	12,00	30,00	1,00	0,85	1,00	40,00	34,09	0,71	0,90	79,80
4º	16,00	30,00	1,00	0,88	1,00	40,00	35,34	0,77	0,90	85,04
Cobertura	20,00	30,00	1,00	0,91	1,00	40,00	36,34	0,81	0,90	43,70

Fonte: Próprio autor.

### 5.3 Combinações das ações

#### a) Combinação última (ELU):

A combinação última normal foi definida com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2013), que segundo Carvalho e Pinheiro (2013), para o cálculo do  $\gamma_z$  é mais desfavorável considerar o vento como carga acidental secundária.

Portanto, para estes exemplos foi considerado a combinação para o estado limite último, admitindo que o vento seja a carga acidental secundária, ficando com a seguinte combinação de ações:

$$\gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \cdot F_{q1k} + \gamma_q \cdot \Psi_0 \cdot F_{q2k}$$

Onde:

$\gamma_g = 1,4$  – Coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU, considerando que as peças pré-moldadas de concreto não sejam executadas com controle rigoroso;

$\gamma_q = 1,4$  – Coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU;

$\Psi_0 = 0,6$  – Fator de redução de combinação do ELU para ações variáveis secundárias.

### b) Combinação de serviço (ELS):

A combinação frequente de serviço também foi definida com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2013), considerando o vento como ação variável principal, resultando na seguinte combinação de ações:

$$F_{g,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \Psi_2 \cdot F_{q2,k}$$

Onde:

$\Psi_1 = 0,3$  – Fator de redução de combinação frequente para o ELS;

$\Psi_2 = 0,4$  – Fator de redução de combinação quase permanente para o ELS, considerando a situação de elevada concentração de pessoas na edificação.

### 5.4 Determinação dos momentos de tombamento

O momento de tombamento ou momento de 1ª ordem devido a ação do vento é calculado multiplicando a força do vento em cada andar pela respectiva altura em relação ao nível da fundação ( $h_i$ ). Os valores estão dados nos quadros abaixo.

**Quadro 5.4 – Momento de tombamento para 4 pavimentos.**

Pavimento	$h_i$ (m)	$H_{vi}$ (kN)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot H_{vi}$ (kN)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	63,98	0,60	1,40	53,75	214,98
2º	8,00	73,22	0,60	1,40	61,51	492,05
3º	12,00	79,80	0,60	1,40	67,03	804,36
Cobertura	16,00	41,33	0,60	1,40	34,72	555,51
<b>Total</b>						<b>2.066,90</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 5.5 – Momento de tombamento para 5 pavimentos.**

Pavimento	$h_i$ (m)	$H_{vi}$ (kN)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot H_{vi}$ (kN)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	63,98	0,60	1,40	53,75	214,98
2º	8,00	73,22	0,60	1,40	61,51	492,05
3º	12,00	79,80	0,60	1,40	67,03	804,36
4º	16,00	85,04	0,60	1,40	71,43	1.142,89
Cobertura	20,00	43,70	0,60	1,40	36,71	734,23
<b>Total</b>						<b>3.388,51</b>

Fonte: Próprio autor.

### 5.5 Determinação das características físicas dos materiais

Nas verificações de estabilidade global da estrutura, ou seja, para as combinações de estado limite último, foi aplicado ao concreto o módulo de elasticidade tangente  $E_{ci}$ , calculado pela Equação 2.8.

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35417,51 \text{ MPa} = 35.417.509,79 \text{ kN/m}^2$$

Na verificação do deslocamento máximo de topo da estrutura no estado limite de serviço foi aplicado ao concreto o módulo de elasticidade secante  $E_{cs}$ , calculado através da Equação 2.10, que se relaciona com a Equação 2.11:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{40}{80} \leq 1,0 = 0,9$$

$$E_{cs} = 0,9 \cdot 35417509,79 = 31.875.758,81 \text{ kN/m}^2$$

Para a análise da estabilidade global do edifício foi considerado a não-linearidade física de maneira simplificada (Equações 2.2 e 2.4), reduzindo a rigidez dos pilares e vigas.

$$E_{viga} = 0,4 \cdot 35417509,79 = 14.167.003,92 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{pilar} = 0,8 \cdot 35417509,79 = 28.334.007,84 \text{ kN/m}^2$$

## 5.6 Modelagem das estruturas

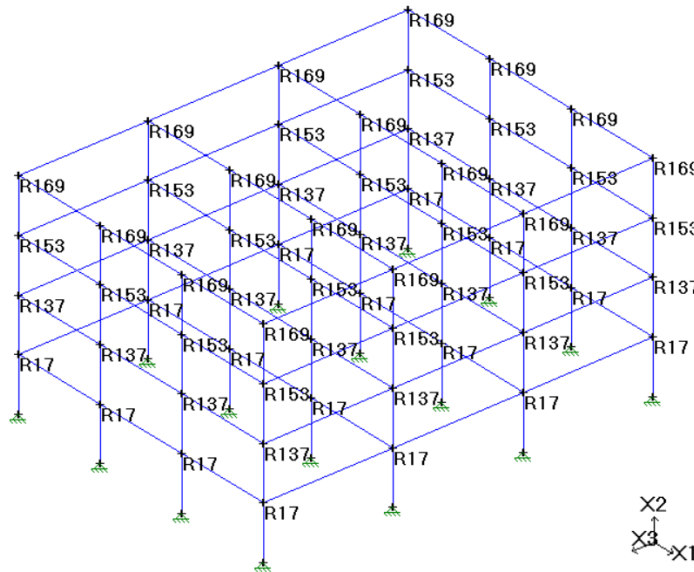
Nestes exemplos, as estruturas que são compostas por 4 pórticos transversais e 2 longitudinais, formados por elementos de barras que são engastadas na fundação, foram simuladas no software comercial STRAP® como pórticos espaciais. O efeito de septo da laje foi definido através de uma ferramenta do software, denominada “Nó mestre”. Esta ferramenta permite considerar o efeito de diafragma das lajes na análise tridimensional, sem que haja a necessidade de se modelar tais elementos nas estruturas.

A análise da ação do vento nas edificações, considerando o pavimento rígido, através da análise matricial pode ser feita de várias formas, ou melhor, com diversas modelagens da estrutura. Existe ainda a possibilidade de trabalhar com barras ou elementos finitos. Nestes exemplos considerou-se apenas o uso de barras prismáticas. O ideal seria usar um modelo em três dimensões, com o pavimento sendo representado por um conjunto de barras planas (grelha ou em 3D) e pórticos tridimensionais.

Nos modelos analisados, as lajes não foram inseridas na estrutura, mas somente as vigas e pilares. Para simular o efeito das lajes, conseqüentemente, a influência do diafragma rígido, optou-se por utilizar uma ferramenta do programa

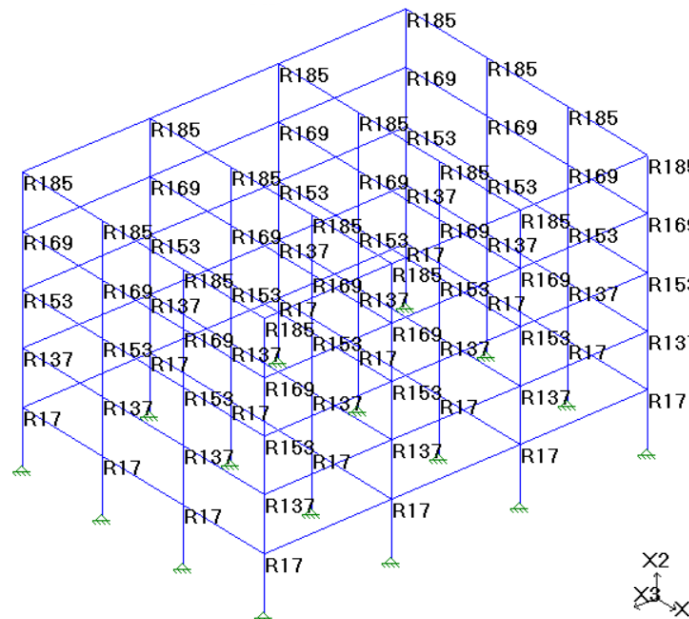
STRAP® chamada de “Nó Mestre”. Tal utilização foi realizada com base no Manual STRAP (2008). Nesta ferramenta, todos os nós do pavimento (extremidades dos pilares) são atrelados a um único deslocamento, tornando assim um pavimento rígido fictício. A Figura 5.4 indica a situação em questão para a estrutura de 4 pavimentos e a Figura 5.5 para a estrutura de 5 pavimentos.

**Figura 5.4 – Estrutura de 4 pavimentos considerando o efeito de septo da laje.**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.5 – Estrutura de 5 pavimentos considerando o efeito de septo da laje.**



Fonte: Próprio autor.



Imaginando a estrutura da Figura 5.4 submetida a uma ação distribuída de vento em cada nível de pavimento (Quadro 5.6), chega-se ao esquema da Figura 5.6.

**Quadro 5.6 – Carga distribuída de vento para a estrutura de 4 pavimentos.**

Pavimento	z (m)	$l_1$ (m)	$F_a$ (kN)	$F_a/l_1$ (kN/m)
1º	4,00	30,00	63,98	2,13
2º	8,00	30,00	73,22	2,44
3º	12,00	30,00	79,80	2,66
Cobertura	16,00	30,00	41,33	1,38

Fonte: Próprio autor.

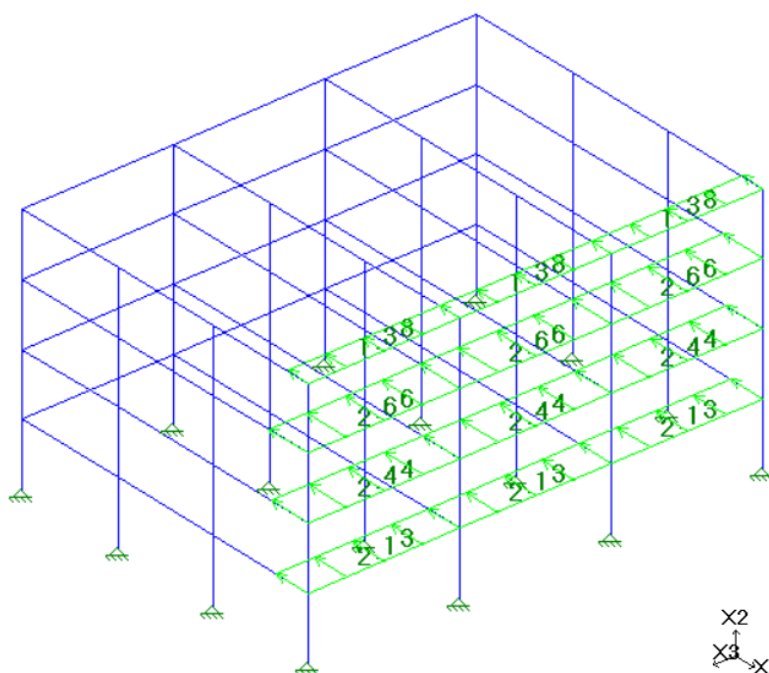
Da mesma forma, a estrutura da Figura 5.5 submetida a uma ação distribuída de vento (Quadro 5.7), chega-se ao esquema da Figura 5.7.

**Quadro 5.7 – Carga distribuída de vento para a estrutura de 5 pavimentos.**

Pavimento	z (m)	$l_1$ (m)	$F_a$ (kN)	$F_a/l_1$ (kN/m)
1º	4,00	30,00	63,98	2,13
2º	8,00	30,00	73,22	2,44
3º	12,00	30,00	79,80	2,66
4º	16,00	30,00	85,04	2,83
Cobertura	20,00	30,00	43,70	1,46

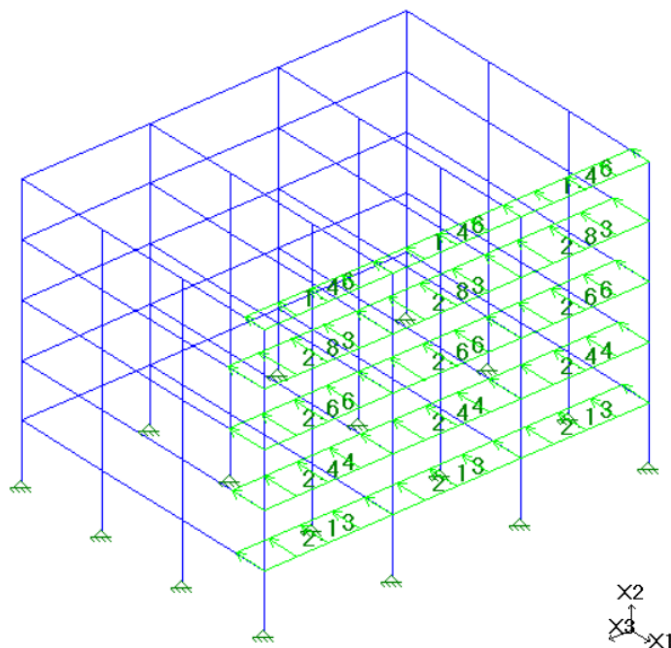
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.6 – Esquema da ação do vento no pórtico tridimensional da estrutura de 4 pavimentos.**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.7 – Esquema da ação do vento no pórtico tridimensional da estrutura de 5 pavimentos.**



Fonte: Próprio autor.

Como as cargas de vento referente ao nível do pavimento térreo ( $z = 0$ ) não influenciam na estabilidade global do edifício, as mesmas não foram consideradas na análise deste exemplo.

Assim como os esforços do vento, os carregamentos permanentes e acidentais também foram considerados na modelagem, sendo que as cargas permanentes das lajes foram inseridas no STRAP® como “Cargas Globais” (cargas que o usuário pode localizar em qualquer lugar no espaço e especificar se ela deve ser aplicada nos nós, barras ou elementos finitos), pois estes mesmos elementos não foram modelados nestes exemplos. Observa-se que a divisão dos carregamentos por pavimento facilita o cálculo dos momentos de 2ª ordem, pois os mesmos são resultados do produto entre o carregamento vertical e o deslocamento no pavimento.

### 5.7 Exemplo 1

Este modelo segue o mesmo arranjo estrutural da Figura 5.1 e conta com 4 pavimentos, com distância de 4,00 m entre eles, resultando em um edifício com 16,00 m de altura como pode ser visto na Figura 5.2.

Na sequência, esta mesma estrutura foi contraventada por 4 sistemas diferentes.

### 5.7.1 Modelo 1a

O Quadro 5.8 apresenta os dados geométricos e físicos que foram considerados no cálculo dos coeficientes das molas ( $R$ ) que proporcionará uma restrição de 60% em todas as ligações entre vigas e pilares desta estrutura, restrição esta, adotada para resultar em um valor de  $\gamma_z$  próximo de 1,10. Percebe-se que todas as vigas apresentam a mesma seção (30x70 cm), mas apresentam comprimentos variáveis, devido a este fato, cada viga terá um valor diferente de  $R$ .

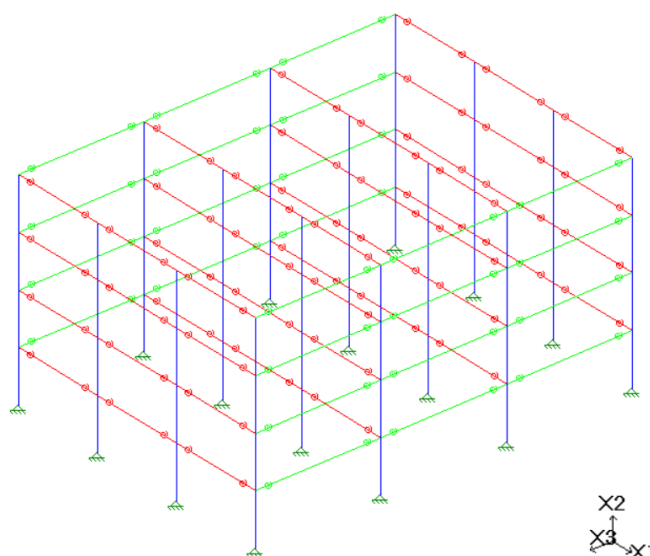
**Quadro 5.8 – Rigidezes das molas do Modelo 1a.**

Tipologia	b (m)	h (m)	L (m)	$\alpha_R$	Eviga (kN/m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	R (kN.m/rad)
1	0,30	0,70	7,50	0,50	14.167.003,92	0,0086	48.592,82
2	0,30	0,70	10,00	0,50	14.167.003,92	0,0086	36.444,62

Fonte: Próprio autor.

A Figura 5.8 representa a estrutura composta por ligações semirrígidas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor vermelha correspondem a tipologia 1 de ligação (vigas com seção de 30x70 cm e comprimento de 7,50 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 48.592,82 kN.m/rad, e as barras da cor verde correspondem a tipologia 2 de ligação (vigas com seção de 30x70 cm e comprimento de 10,00 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 36.444,62 kN.m/rad.

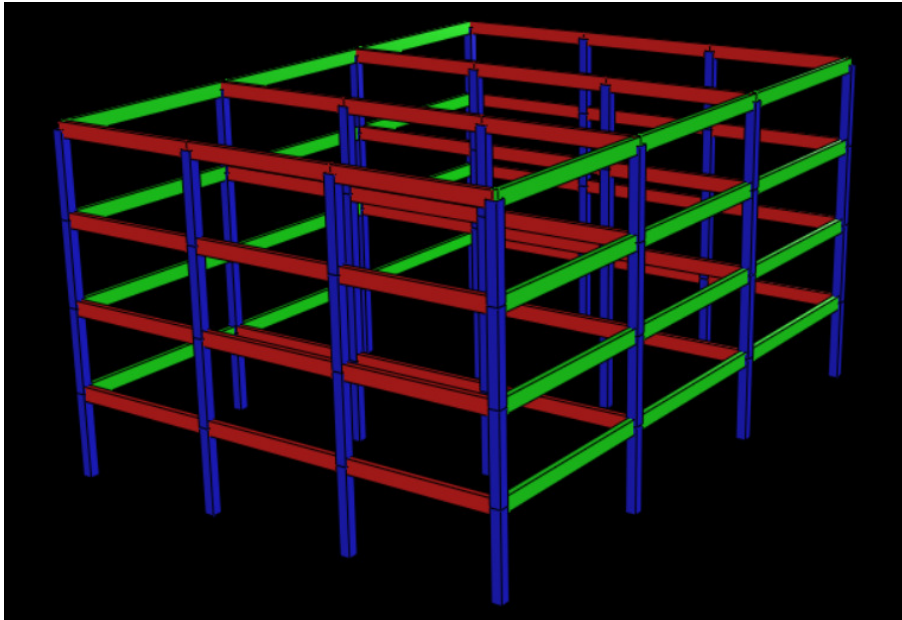
**Figura 5.8 – Pórtico espacial do Modelo 1a.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 5.9 representa a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por ligações semirrígidas.

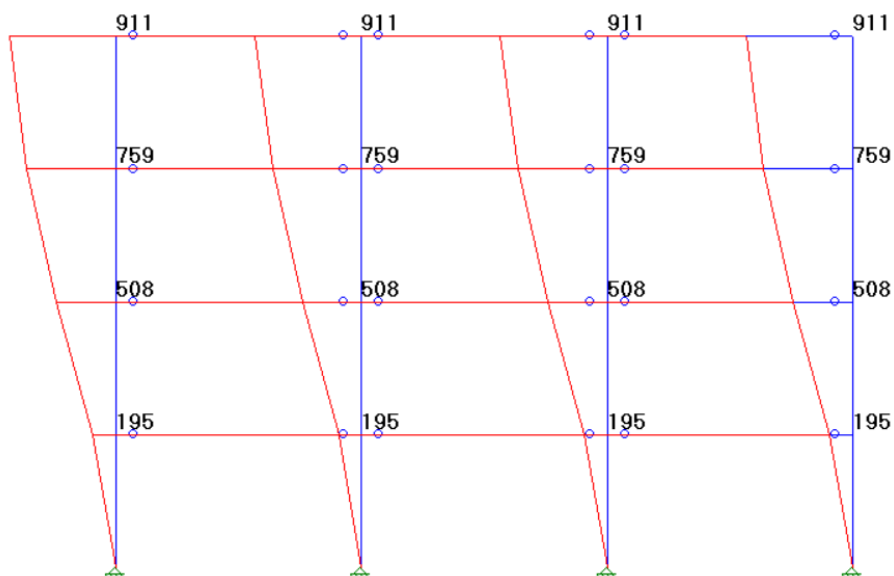
**Figura 5.9 – Perspectiva renderizada do Modelo 1a.**



Fonte: Próprio autor.

Após calcular o modelo pelo STRAP®, o mesmo gera os valores dos deslocamentos em qualquer direção, neste caso na direção X1, onde foi aplicado o carregamento de vento (Figura 5.10), que são os valores que interessam na verificação da estabilidade global do edifício.

**Figura 5.10 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1a ( $m \cdot 10^{-5}$ ).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.9), e consecutivamente o valor do coeficiente  $\gamma_z$  pela Equação 2.6, e assim avaliar a estabilidade global da estrutura.

**Quadro 5.9 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1a.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1ª	6.790,00	0,0020	0,60	1,40	9.506,00	0,0016	15,57
2ª	6.790,00	0,0051	0,60	1,40	9.506,00	0,0043	40,56
3ª	6.790,00	0,0076	0,60	1,40	9.506,00	0,0064	60,61
Cobertura	6.390,00	0,0091	0,60	1,40	8.946,00	0,0077	68,46
<b>Total</b>							<b>185,20</b>

Fonte: Próprio autor.

Onde:

$P_g$  – Resultante vertical de carga permanente;

$P_q$  – Resultante vertical de carga acidental.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{185,20}{2066,90}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

De acordo com o item 11.3.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, deve-se considerar as imperfeições geométricas na verificação do estado limite último, calculadas considerando um desaprumo nos elementos verticais.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{16}} = \frac{1}{400}$$

Deve-se obedecer os seguintes limites para  $\theta_1$ :

$$\frac{1}{300} < \theta_1 < \frac{1}{200} \Rightarrow \theta_1 = \frac{1}{300}$$

Portanto:

$$\theta_a = \frac{1}{300} \cdot \sqrt{\frac{1 + (1/4)}{2}} = \frac{2}{759}$$

Considerando a carga por pavimento e o deslocamento da estrutura em relação à base, obtém-se um momento de 978,41 kN.m, como mostrado no Quadro 5.10.

**Quadro 5.10 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1a.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.506,00	100,20
2º	8,00	2/759	0,0211	9.506,00	200,40
3º	12,00	2/759	0,0316	9.506,00	300,61
Cobertura	16,00	2/759	0,0422	8.946,00	377,20
<b>Total</b>					<b>978,41</b>

Fonte: Próprio autor.

Assim, como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, isto é, o momento de 2.066,90 kN.m (Quadro 5.4) gerado pela ação do vento.

Após a estrutura analisada atender a condição de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados no Quadro 5.11 os esforços na fundação.

**Quadro 5.11 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1a.**

Pilar	$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)	$M_{x1}$ (kN.m)	$M_{x2}$ (kN.m)	$M_{x3}$ (kN.m)
P1	30,405	1.391,687	-31,738	-41,344	0,000	-69,821
P2	45,195	2.531,240	0,215	0,280	0,000	-89,091
P3	45,195	2.531,240	-0,216	-0,281	0,000	-89,092
P4	30,406	1.391,687	31,736	41,343	0,000	-69,822
P5	19,827	1.990,627	-0,309	-0,402	0,000	-56,036
P6	24,846	3.620,664	0,002	0,003	0,000	-62,583
P7	24,846	3.620,666	-0,002	-0,003	0,000	-62,584
P8	19,824	1.990,630	0,308	0,402	0,000	-56,037
P9	9,813	1.991,697	-0,308	-0,401	0,000	-42,990
P10	4,784	3.621,734	0,002	0,003	0,000	-36,444
P11	4,785	3.621,736	-0,002	-0,002	0,000	-36,444
P12	9,812	1.991,700	0,309	0,402	0,000	-42,992
P13	-5,795	1.362,396	-31,737	-41,343	0,000	-22,657
P14	-20,588	2.501,950	0,216	0,282	0,000	-3,388
P15	-20,587	2.501,951	-0,215	-0,280	0,000	-3,388
P16	-5,795	1.362,397	31,737	41,345	0,000	-22,659
<b>Totais</b>	<b>216,973</b>	<b>38.024,002</b>	<b>-0,002</b>	<b>0,004</b>	<b>0,000</b>	<b>-766,028</b>

Fonte: Próprio autor.

Onde:

$F_{x1}$  – Força paralela ao eixo  $x_1$ ;

$F_{x2}$  – Força paralela ao eixo  $x_2$ ;

$F_{x3}$  – Força paralela ao eixo  $x_3$ ;

$M_{x1}$  – Momento em torno do eixo  $x_1$ ;

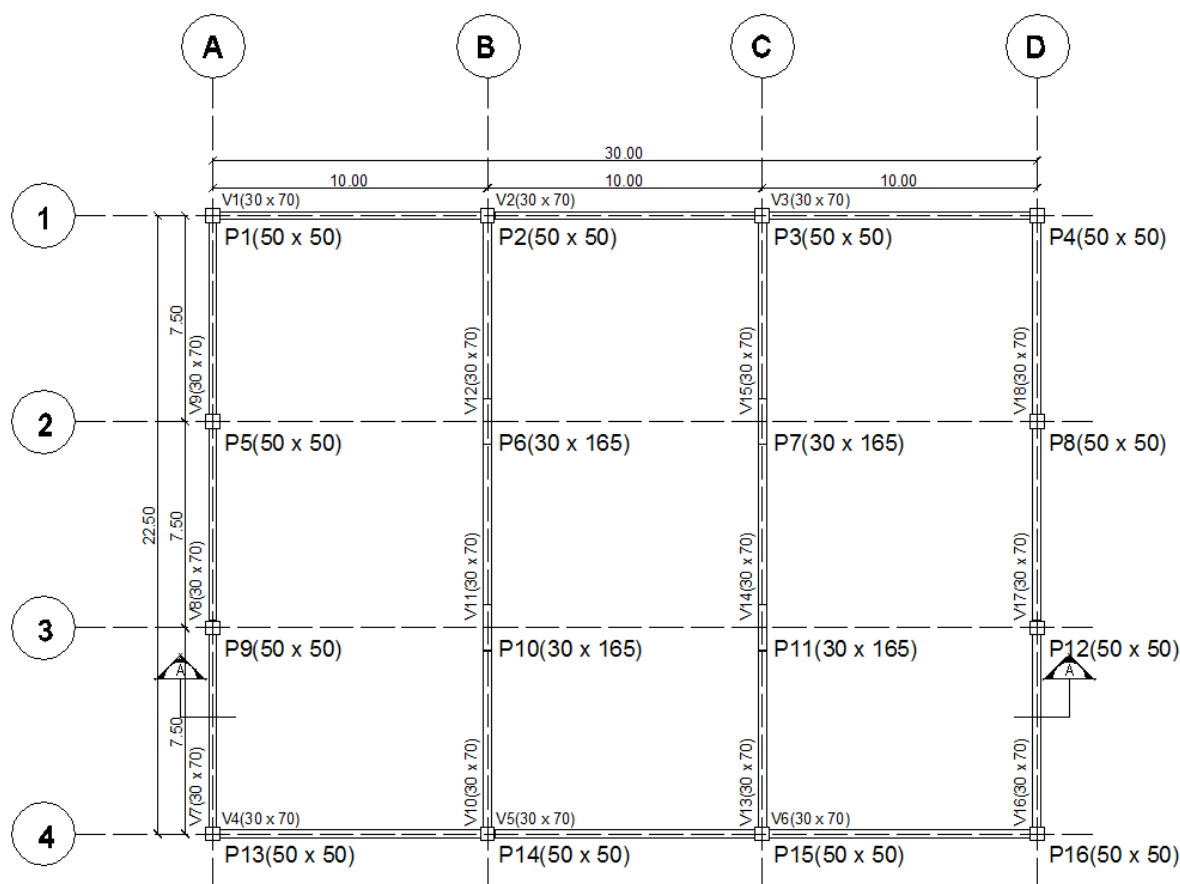
$M_{x2}$  – Momento em torno do eixo  $x_2$ ;

$M_{x3}$  – Momento em torno do eixo  $x_3$ ;

### 5.7.2 Modelo 1b

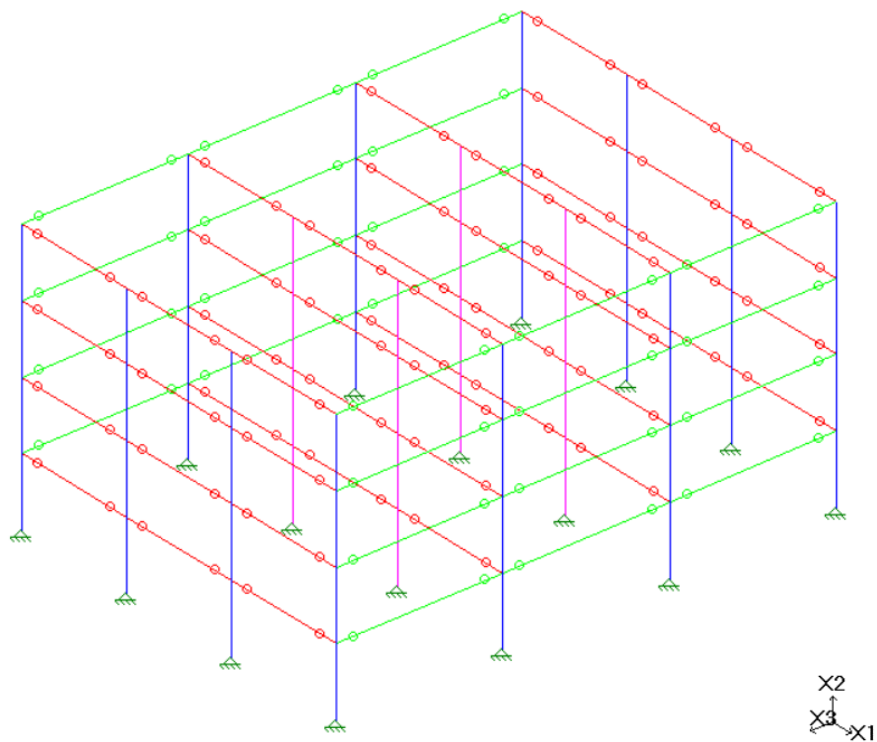
Este exemplo mantém a mesma modulação do exemplo anterior, mas substitui os pilares P6, P7, P10 e P11 de seção 50x50 cm por pilares-parede de seção de 30x165 cm (Figura 5.11), sendo que a espessura de 30 cm é a mesma da viga, e a largura de 165 cm é superior ao quádruplo de sua espessura (condição para ser considerado como pilar-parede). Estes elementos, devido a sua elevada rigidez, têm grande capacidade de resistir a esforços horizontais.

Figura 5.11 – Planta baixa do Modelo 1b.

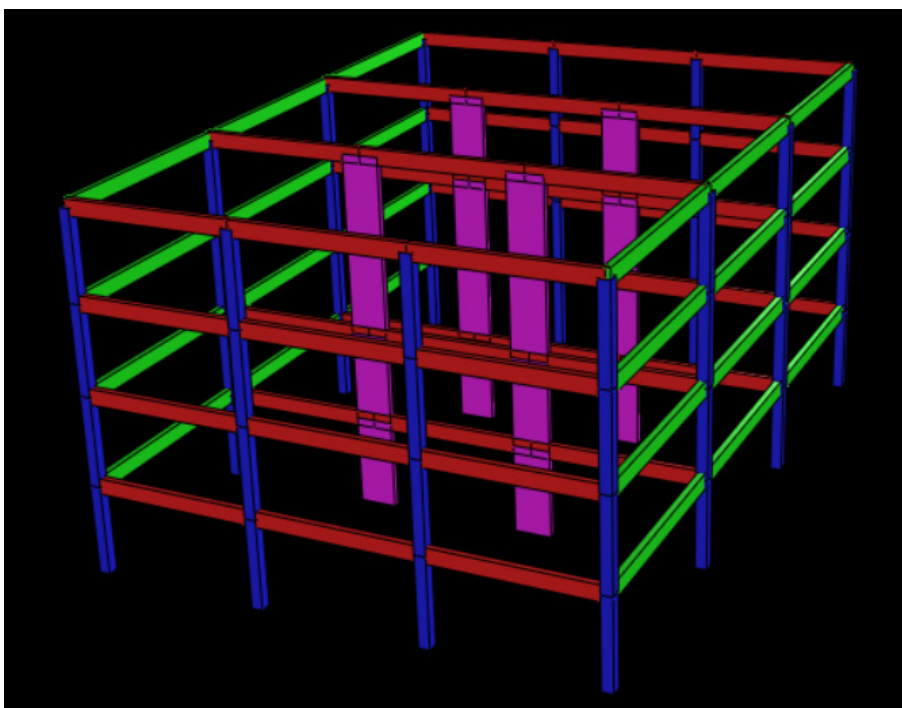


Fonte: Próprio autor.

A Figura 5.12 representa a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor lilás correspondem aos pilares-parede, a Figura 5.13 representa a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por pilares-parede, e a Figura 5.14 representa os deslocamentos na direção onde foi aplicado o carregamento de vento.

**Figura 5.12 – Pórtico espacial do Modelo 1b.**

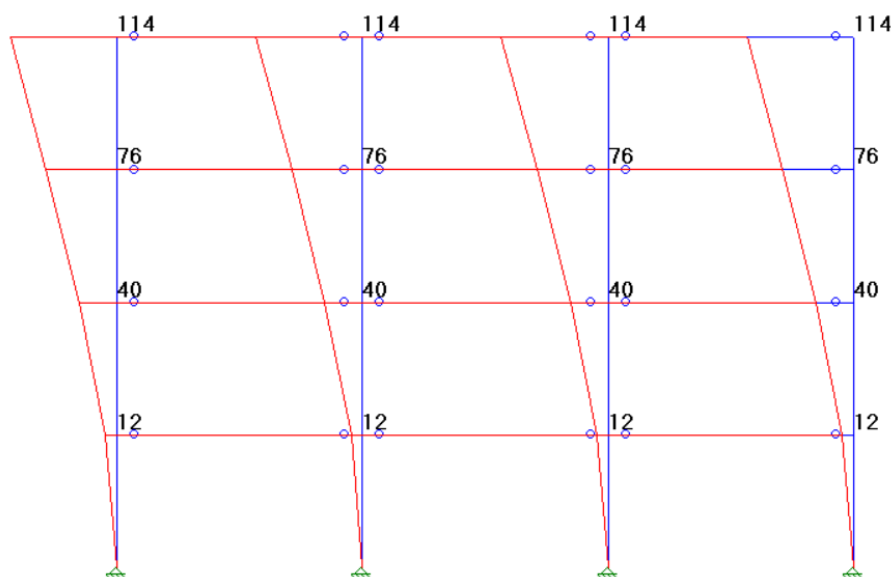
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.13 – Perspectiva renderizada do Modelo 1b.**

Fonte: Próprio autor.



Figura 5.14 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1b (m.10<sup>-5</sup>).



Fonte: Próprio autor.

Após determinar os parâmetros acima, foram calculados os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.12) e o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

Quadro 5.12 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1b.

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{nki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	
1ª	6.888,00	0,0012	0,60	1,40	9.643,20	0,0010	9,72	
2ª	6.888,00	0,0040	0,60	1,40	9.643,20	0,0034	32,40	
3ª	6.888,00	0,0076	0,60	1,40	9.643,20	0,0064	61,56	
Cobertura	6.390,00	0,0114	0,60	1,40	8.946,00	0,0096	85,67	
<b>Total</b>								<b>189,35</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{189,35}{2066,90}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais, que resultaram em um momento total na base de 987,09 kN.m, como mostrado no Quadro 5.13.

**Quadro 5.13 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1b.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.643,20	101,65
2º	8,00	2/759	0,0211	9.643,20	203,30
3º	12,00	2/759	0,0316	9.643,20	304,94
Cobertura	16,00	2/759	0,0422	8.946,00	377,20
<b>Total</b>					<b>987,09</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 2.066,90 kN.m gerado pela ação do vento.

Devido a estrutura analisada atender as condições de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados no Quadro 5.14 os esforços na fundação.

**Quadro 5.14 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1b.**

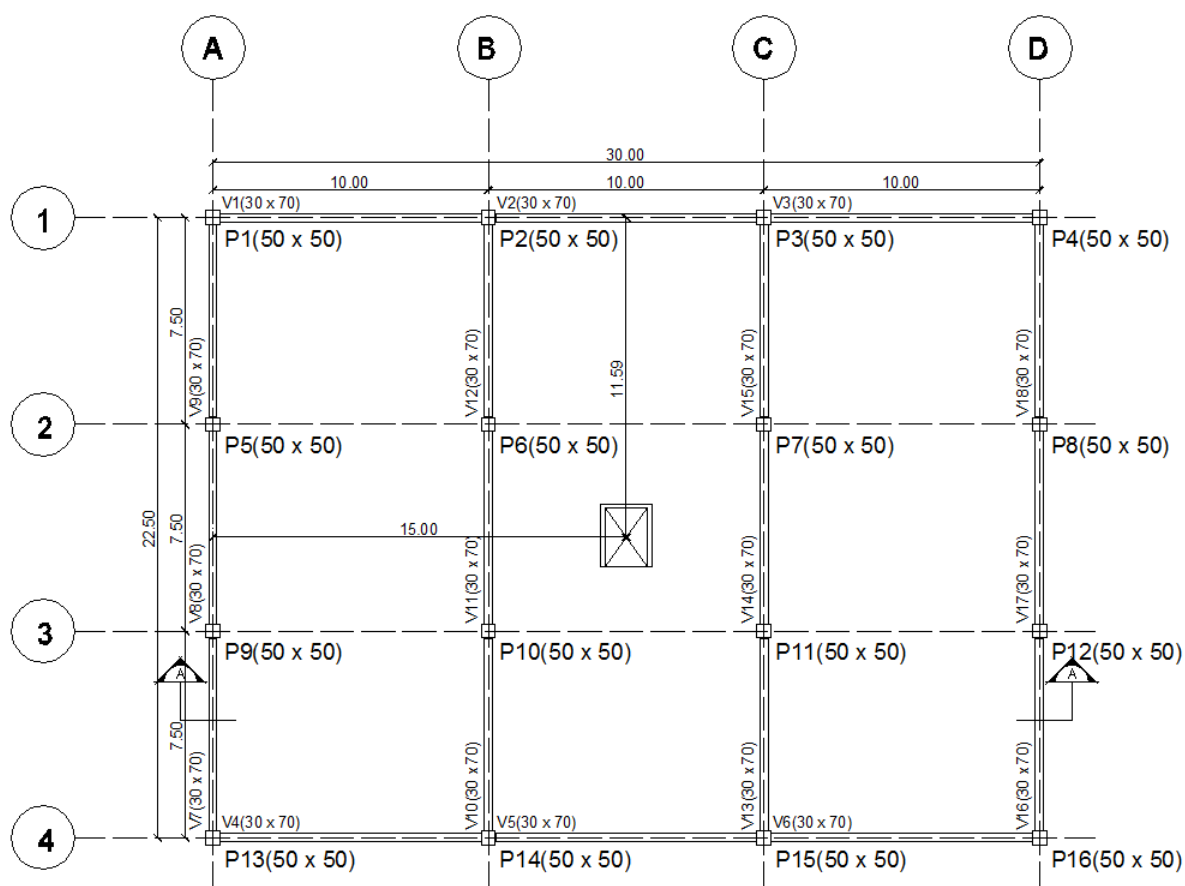
Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	2,544	1.397,858	0,000	-0,001	0,000	-22,066
P2	2,541	2.545,469	0,000	-0,001	0,000	-22,067
P3	2,541	2.545,468	0,000	-0,001	0,000	-22,067
P4	2,544	1.397,858	0,000	-0,001	0,000	-22,067
P5	2,547	1.974,389	0,000	0,000	0,000	-22,066
P6	46,605	3.725,480	0,000	0,000	0,000	-450,844
P7	46,607	3.725,481	0,000	0,000	0,000	-450,853
P8	2,544	1.974,392	0,000	0,000	0,000	-22,067
P9	2,547	1.974,388	0,000	0,000	0,000	-22,066
P10	46,607	3.725,479	0,000	0,000	0,000	-450,843
P11	46,610	3.725,481	0,000	0,000	0,000	-450,851
P12	2,546	1.974,391	0,000	0,000	0,000	-22,067
P13	2,547	1.397,861	0,000	0,001	0,000	-22,066
P14	2,547	2.545,472	0,000	0,001	0,000	-22,066
P15	2,547	2.545,473	0,000	0,001	0,000	-22,067
P16	2,548	1.397,862	0,000	0,001	0,000	-22,067
<b>Totais</b>	<b>216,972</b>	<b>38.572,802</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>-2.068,190</b>

Fonte: Próprio autor.

### 5.7.3 Modelo 1c

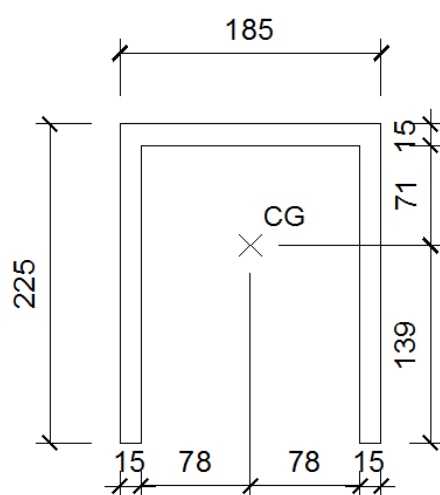
Este exemplo mantém o mesmo arranjo, mas considerando um núcleo rígido no CG do edifício, referente a caixa de um elevador (Figura 5.15). Este elemento de elevada rigidez contraventará a estrutura, fazendo com que a mesma resista aos esforços horizontais do vento. Seu detalhamento está ilustrado na Figura 5.16.

Figura 5.15 – Planta baixa do Modelo 1c.



Fonte: Próprio autor.

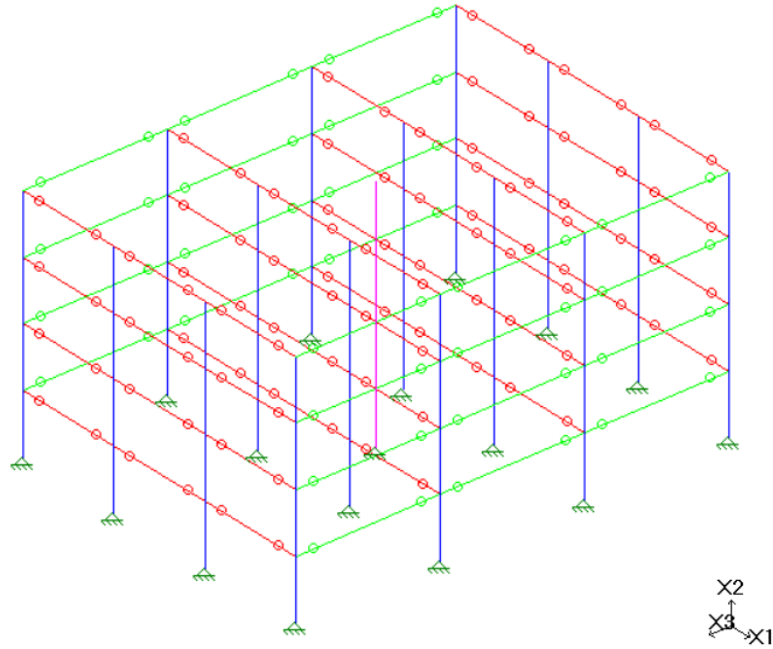
Figura 5.16 – Detalhe do núcleo rígido.



Fonte: Próprio autor.

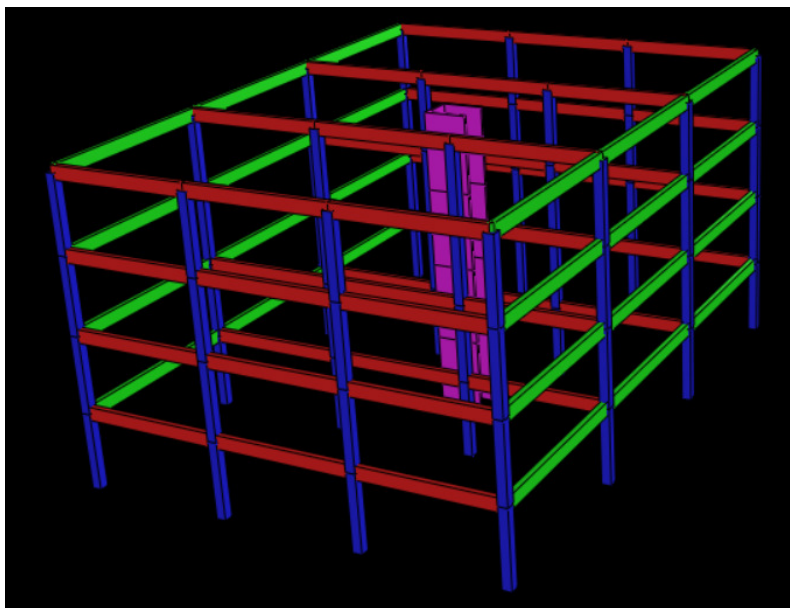
A Figura 5.17 mostra a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde a linha central de cor lilás representa o núcleo rígido, já a Figura 5.18 mostra a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por núcleo rígido, e a Figura 5.19 mostra os deslocamentos na direção onde foi aplicado o carregamento de vento.

**Figura 5.17 – Pórtico espacial do Modelo 1c.**



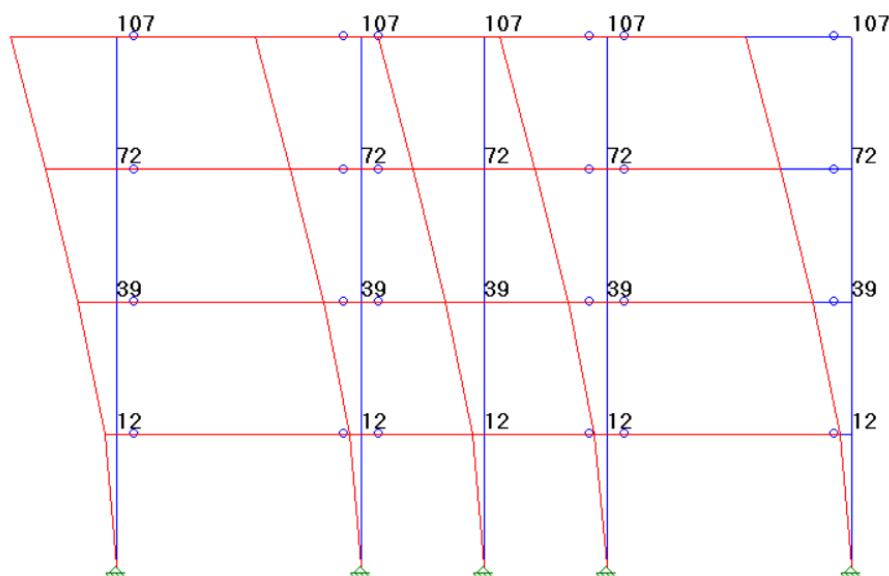
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.18 – Perspectiva renderizada do Modelo 1c.**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.19 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1c (m.10<sup>-4</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar os parâmetros acima, foram calculados os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.15) e o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 5.15 – Momento de 2ª ordem do Modelo 1c.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	
1º	6.880,73	0,0012	0,60	1,40	9.633,02	0,0010	9,71	
2º	6.880,73	0,0039	0,60	1,40	9.633,02	0,0033	31,56	
3º	6.880,73	0,0072	0,60	1,40	9.633,02	0,0060	58,26	
Cobertura	6.390,00	0,0107	0,60	1,40	8.946,00	0,0090	80,41	
<b>Total</b>								<b>179,94</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{179,94}{2066,90}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais, que resultaram em um momento total na base de 986,44 kNm, como mostrado no Quadro 5.16.

**Quadro 5.16 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1c.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.633,02	101,54
2º	8,00	2/759	0,0211	9.633,02	203,08
3º	12,00	2/759	0,0316	9.633,02	304,62
Cobertura	16,00	2/759	0,0422	8.946,00	377,20
<b>Total</b>					<b>986,44</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 2.066,90 kN.m gerado pela ação do vento.

Devido a estrutura analisada atender as condições de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados no Quadro 5.17 os esforços na fundação.

**Quadro 5.17 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1c.**

Pilar	$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)	$M_{x1}$ (kN.m)	$M_{x2}$ (kN.m)	$M_{x3}$ (kN.m)
P1	3,129	1.397,858	0,000	-0,001	0,000	-22,701
P2	3,127	2.545,469	0,000	-0,001	0,000	-22,701
P3	3,127	2.545,468	0,000	-0,001	0,000	-22,702
P4	3,130	1.397,858	0,000	-0,001	0,000	-22,703
P5	3,133	1.974,389	0,000	0,000	0,000	-22,701
P6	3,127	3.588,280	0,000	0,000	0,000	-22,701
P7	3,127	3.588,281	0,000	0,000	0,000	-22,702
P8	3,130	1.974,392	0,000	0,000	0,000	-22,703
P9	3,133	1.974,388	0,000	0,000	0,000	-22,700
P10	3,130	3.588,279	0,000	0,000	0,000	-22,701
P11	3,131	3.588,281	0,000	0,000	0,000	-22,702
P12	3,132	1.974,391	0,000	0,000	0,000	-22,703
P13	3,133	1.397,861	0,000	0,001	0,000	-22,700
P14	3,133	2.545,472	0,000	0,001	0,000	-22,701
P15	3,133	2.545,473	0,000	0,001	0,000	-22,702
P16	3,133	1.397,862	0,000	0,001	0,000	-22,702
Núcleo	166,884	508,200	0,000	0,002	0,000	-1.704,959
<b>Totais</b>	<b>216,972</b>	<b>38.532,202</b>	<b>0,000</b>	<b>0,002</b>	<b>0,000</b>	<b>-2.068,184</b>

Fonte: Próprio autor.

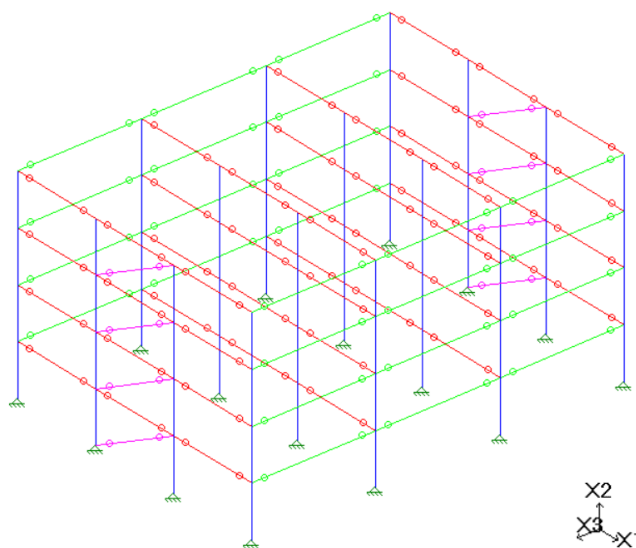
#### 5.7.4 Modelo 1d

Este exemplo segue o mesmo arranjo da Figura 5.1, mas com os pórticos contraventados por perfis metálicos na configuração de travamento em uma diagonal. Foi considerado o perfil I 3"x8,4 mm para as diagonais (existente na tabela de perfis

do STRAP®), com módulo de elasticidade ( $E$ ) de 205.000.000 kN/m<sup>2</sup> referente ao aço. Este valor foi adotada para obter um valor de  $\gamma_z$  próximo de 1,10.

A Figura 5.20 mostra a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor lilás representam as diagonais de contraventamento, já a Figura 5.21 mostra a perspectiva renderizada da estrutura com pórticos treliçados, e a Figura 5.22 mostra os deslocamentos na direção onde foi aplicado o carregamento de vento.

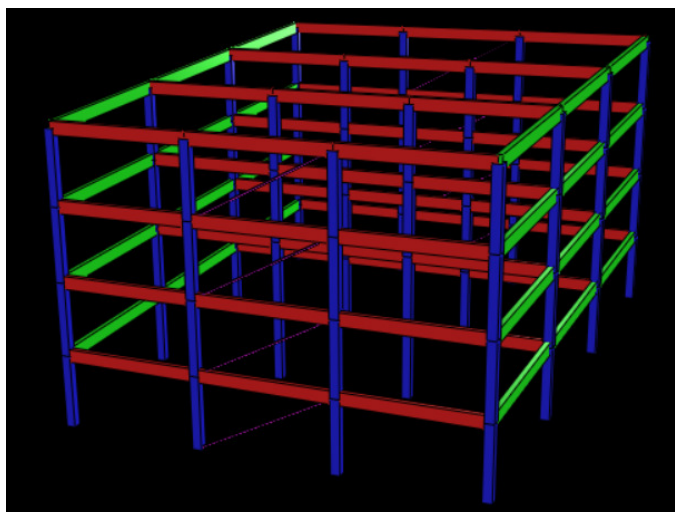
**Figura 5.20 – Pórtico espacial do Modelo 1d.**



Fonte: Próprio autor.

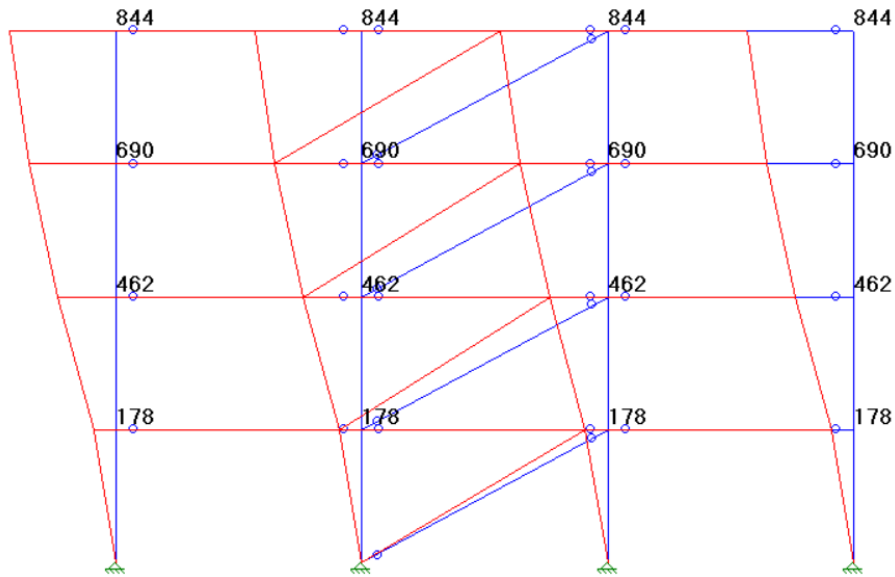
Os contraventamentos foram locados nos pórticos transversais da fachada para não interferir no espaço interno do edifício.

**Figura 5.21 – Perspectiva renderizada do Modelo 1d.**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.22 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 1d (m.10<sup>-5</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar os parâmetros acima, foram calculados os momentos de 2<sup>a</sup> ordem (Quadro 5.18) e o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 5.18 – Momento de 2<sup>a</sup> ordem do Modelo 1d.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1 <sup>o</sup>	6.791,90	0,0018	0,60	1,40	9.508,66	0,0015	14,22
2 <sup>o</sup>	6.791,90	0,0046	0,60	1,40	9.508,66	0,0039	36,90
3 <sup>o</sup>	6.791,90	0,0069	0,60	1,40	9.508,66	0,0058	55,11
Cobertura	6.390,00	0,0084	0,60	1,40	8.946,00	0,0071	63,42
<b>Total</b>							<b>169,65</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{169,65}{2066,90}} \cong 1,09$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2<sup>a</sup> ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais, que resultaram em um momento total na base de 978,58 kNm, como mostrado no Quadro 5.19.



**Quadro 5.19 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 1d.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.508,66	100,23
2º	8,00	2/759	0,0211	9.508,66	200,46
3º	12,00	2/759	0,0316	9.508,66	300,69
Cobertura	16,00	2/759	0,0422	8.946,00	377,20
<b>Total</b>					<b>978,58</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 2.066,90 kN.m gerado pela ação do vento.

Devido a estrutura analisada atender as condições de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados no Quadro 5.20 os esforços na fundação.

**Quadro 5.20 – Forças e momentos na fundação do Modelo 1d.**

Pilar	Fx <sub>1</sub> (kN)	Fx <sub>2</sub> (kN)	Fx <sub>3</sub> (kN)	Mx <sub>1</sub> (kN.m)	Mx <sub>2</sub> (kN.m)	Mx <sub>3</sub> (kN.m)
P1	7,424	1.397,858	0,000	-0,001	0,000	-33,344
P2	7,421	2.545,469	0,000	-0,001	0,000	-33,344
P3	7,421	2.545,468	0,000	-0,001	0,000	-33,345
P4	7,424	1.397,858	0,000	-0,001	0,000	-33,345
P5	56,517	2.079,351	0,000	0,000	0,000	-33,344
P6	7,421	3.588,280	0,000	0,000	0,000	-33,344
P7	7,421	3.588,281	0,000	0,000	0,000	-33,345
P8	56,515	2.079,355	0,000	0,000	0,000	-33,345
P9	7,427	1.874,729	0,000	0,000	0,000	-33,344
P10	7,424	3.588,279	0,000	0,000	0,000	-33,344
P11	7,425	3.588,281	0,000	0,000	0,000	-33,345
P12	7,426	1.874,731	0,000	0,000	0,000	-33,345
P13	7,427	1.397,861	0,000	0,001	0,000	-33,344
P14	7,427	2.545,472	0,000	0,001	0,000	-33,344
P15	7,427	2.545,473	0,000	0,001	0,000	-33,344
P16	7,427	1.397,862	0,000	0,001	0,000	-33,345
<b>Totais</b>	<b>216,974</b>	<b>38.034,608</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>-533,511</b>

Fonte: Próprio autor.

### 5.7.5 Resultados do Exemplo 1

O Quadro 5.21 apresenta o comparativo dos resultados obtidos com o auxílio do software STRAP® para o Exemplo 1 no estado limite último, considerando o vento como carga variável secundária incidindo na fachada de maior dimensão (situação crítica).

Quadro 5.21 – Resultados do Exemplo 1 no ELU.

Sistema de Contraventamento	$\gamma_z$	$\delta_{\max}$ (cm)	$\Sigma Fx_2$ (kN)	$\Sigma Mx_3$ (kN.m)
Ligação semirrígida	1,10	0,77	38.024,00	-766,03
Pilar-parede	1,10	0,96	38.572,80	-2.068,19
Núcleo rígido	1,10	0,90	38.532,20	-2.068,18
Pórtico treliçado	1,09	0,71	38.034,61	-533,51

Fonte: Próprio autor.

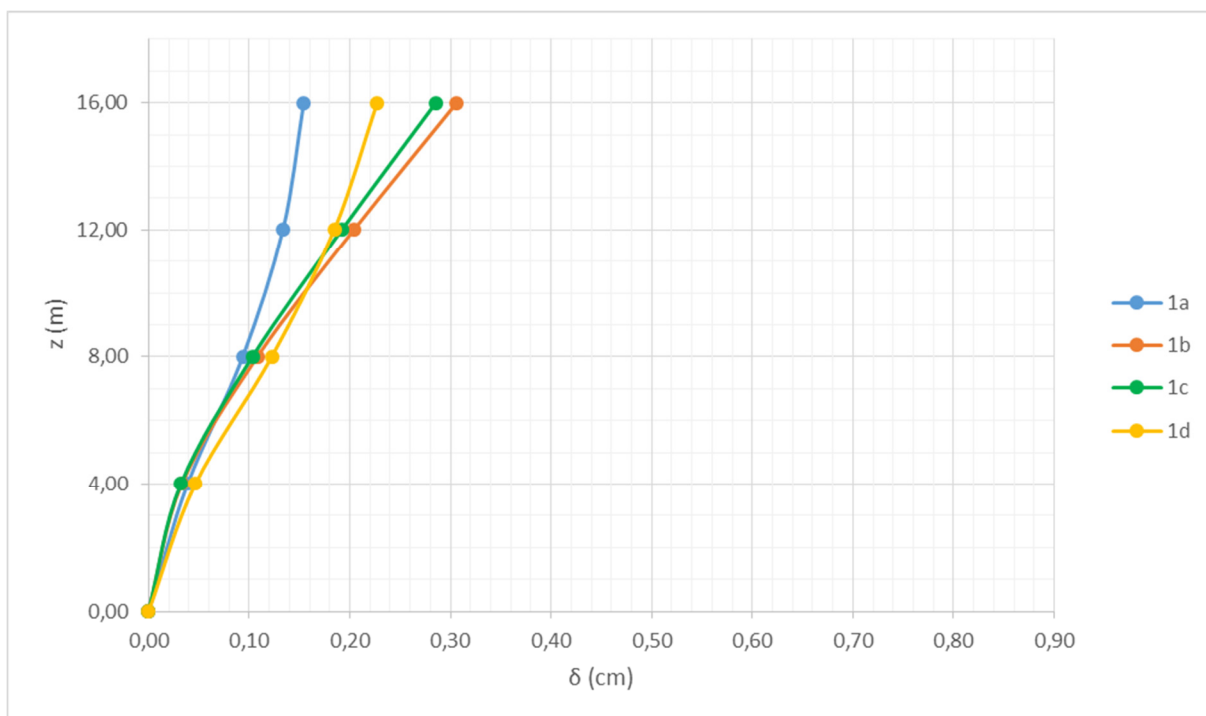
O Quadro 5.22 e a Figura 5.23 apresentam os comparativos dos deslocamentos no estado limite de serviço.

Quadro 5.22 – Deslocamentos do Exemplo 1 no ELS.

Pavimento	z (m)	1a	1b	1c	1d
		$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1 <sup>º</sup>	4,00	0,04	0,03	0,03	0,05
2 <sup>º</sup>	8,00	0,09	0,11	0,10	0,12
3 <sup>º</sup>	12,00	0,13	0,20	0,19	0,18
Cobertura	16,00	0,15	0,31	0,29	0,23

Fonte: Próprio autor.

Figura 5.23 – Deslocamentos do Exemplo 1 no ELS.



Fonte: Próprio autor.

De acordo com a ABNT NBR 9062:2006, os limites para deslocamentos horizontais globais devem ser, para o caso C (Edifícios com múltiplos pavimentos), de  $H/1200$ , onde  $H$  é a altura total do edifício em centímetro.

$$\delta_{lim} = \frac{1600}{1200} = 1,33 \text{ cm}$$

Logo, o deslocamento máximo no ELS desse edifício não deve ultrapassar 1,33 cm. Desta maneira todos os modelos estão atendendo esta condição.

Partindo do princípio de que todos os exemplos analisados permitiu-se considerar as estruturas como sendo de nós fixos, pois apresentaram valores de  $\gamma_z \leq 1,10$ . Pode-se perceber que esta condição foi proporcionada pelas subestruturas de contraventamento, que através do aumento da rigidez da estrutura, proporcionaram estabilidade a mesma. Também pode-se dizer que todos os sistemas de contraventamento foram eficientes na estabilização da estrutura em questão, visto que todos apresentaram resultados satisfatórios.

## 5.8 Exemplo 2

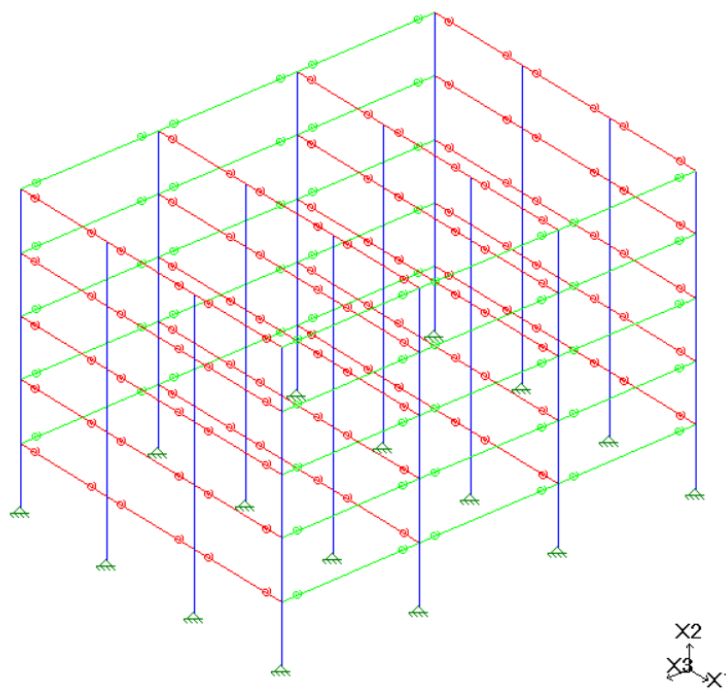
Este exemplo segue o mesmo arranjo estrutural da Figura 5.1 e conta com 5 pavimentos, com distância de 4,00 m entre eles, resultando em um edifício com 20,00 m de altura, como pode ser visto na Figura 5.3.

Na sequência, esta mesma estrutura foi contraventada por 4 sistemas diferentes.

### 5.8.1 Modelo 2a

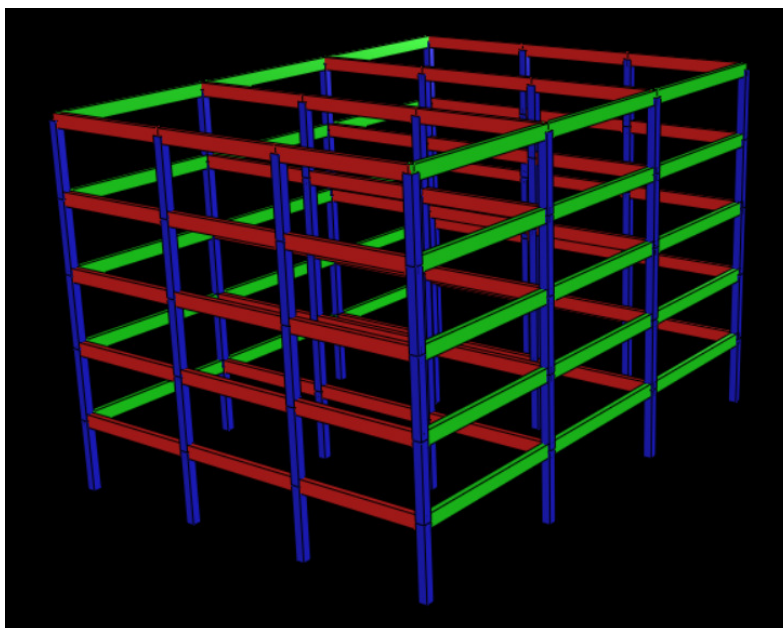
Os dados geométricos e físicos que foram considerados no cálculo dos coeficientes das molas ( $R$ ) que proporcionará uma restrição de 60% em todas as ligações entre vigas e pilares desta estrutura são os mesmos mostrados no Quadro 5.6.

A Figura 5.24 representa a estrutura com ligações semirrígidas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor vermelha correspondem a tipologia 1 de ligação (vigas com seção de 30x70 cm e comprimento de 7,50 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 48.592,829 kN.m/rad, e as barras da cor verde correspondem a tipologia 2 de ligação (vigas com seção de 30x70 cm e comprimento de 10,00 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 36.444,62 kN.m/rad.

**Figura 5.24 – Pórtico espacial do Modelo 2a.**

Fonte: Próprio autor.

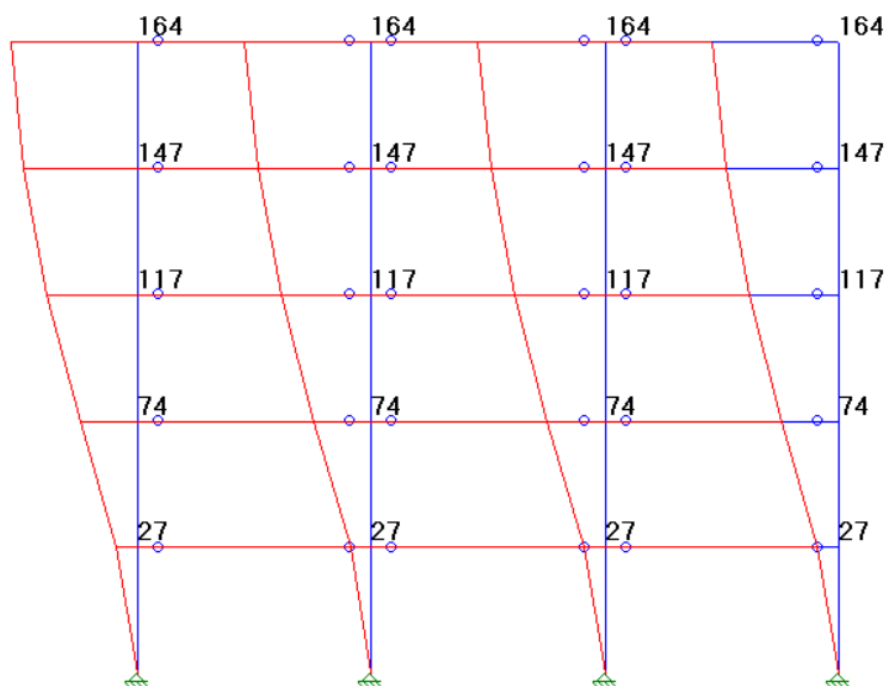
A Figura 5.25 representa a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por ligações semirrígidas.

**Figura 5.25 – Perspectiva renderizada do Modelo 2a.**

Fonte: Próprio autor.

Após calcular o modelo no STRAP®, o mesmo gera os valores dos deslocamentos em qualquer direção, neste caso na direção X1, onde foi aplicado o carregamento de vento (Figura 5.26).

Figura 5.26 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2a ( $m \cdot 10^{-4}$ ).



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.23), e consecutivamente o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

Quadro 5.23 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2a.

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{nki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	6.790,00	0,0027	0,60	1,40	9.506,00	0,0023	21,56
2º	6.790,00	0,0074	0,60	1,40	9.506,00	0,0062	59,09
3º	6.790,00	0,0117	0,60	1,40	9.506,00	0,0098	93,42
4º	6.790,00	0,0147	0,60	1,40	9.506,00	0,0123	117,38
Cobertura	6.390,00	0,0164	0,60	1,40	8.946,00	0,0138	123,24
<b>Total</b>							<b>414,69</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{414,69}{3388,51}} \cong 1,14$$

Como a estrutura em questão não atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de 2ª ordem globais. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, com o valor do  $\gamma_z$  é possível

estimar os esforços finais (1ª + 2ª ordem) por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por  $0,95 \cdot \gamma_z$ , desde que  $\gamma_z \leq 1,30$ .

Também deve-se considerar as imperfeições geométricas na verificação do estado limite último, calculadas considerando o desaprumo dos elementos verticais.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{20}} = \frac{1}{447}$$

Deve-se obedecer os seguintes limites para  $\theta_1$ :

$$\frac{1}{300} < \theta_1 < \frac{1}{200} \Rightarrow \theta_1 = \frac{1}{300}$$

Portanto:

$$\theta_a = \frac{1}{300} \cdot \sqrt{\frac{1 + (1/4)}{2}} = \frac{2}{759}$$

Considerando a carga por pavimento e o deslocamento da estrutura em relação à base, obtém-se um momento de 1.473,52 kN.m, como mostrado no Quadro 5.24.

**Quadro 5.24 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2a.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.506,00	100,20
2º	8,00	2/759	0,0211	9.506,00	200,40
3º	12,00	2/759	0,0316	9.506,00	300,61
4º	16,00	2/759	0,0422	9.506,00	400,81
Cobertura	20,00	2/759	0,0527	8.946,00	471,50
<b>Total</b>					<b>1.473,52</b>

Fonte: Próprio autor.

Assim, como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, isto é, o momento de 3.388,51 kN.m (Quadro 5.5) gerado pela ação do vento.

Após a estrutura analisada não atender as condições de dispensa dos efeitos de 2ª ordem globais, são apresentados no Quadro 5.25 os esforços na fundação, considerando a majoração dos esforços horizontais.

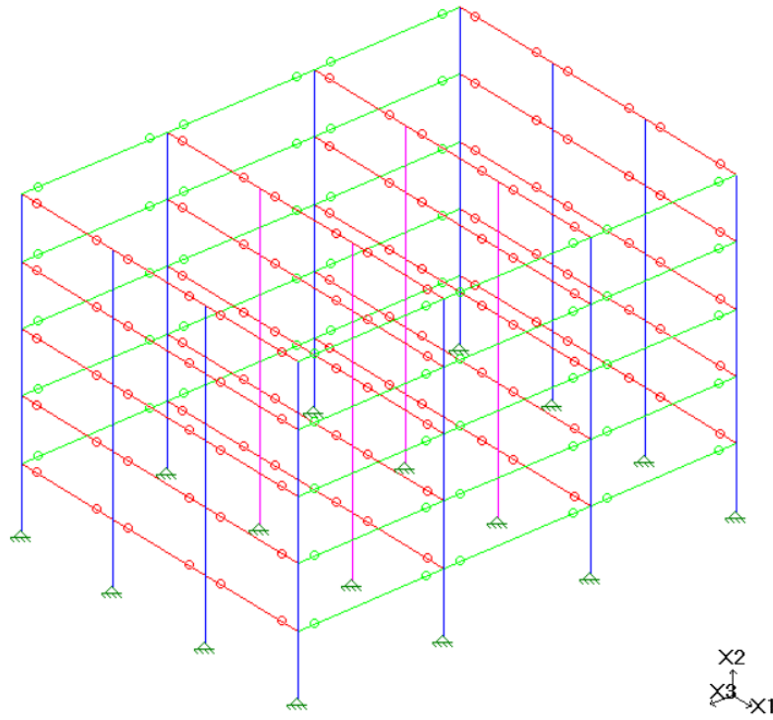
**Quadro 5.25 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2a.**

<b>Pilar</b>	<b>Fx<sub>1</sub> (kN)</b>	<b>Fx<sub>2</sub> (kN)</b>	<b>Fx<sub>3</sub> (kN)</b>	<b>Mx<sub>1</sub> (kN.m)</b>	<b>Mx<sub>2</sub> (kN.m)</b>	<b>Mx<sub>3</sub> (kN.m)</b>
P1	37,700	1.751,129	-32,361	-42,157	0,000	-95,275
P2	54,001	3.173,942	0,210	0,274	0,000	-116,515
P3	54,001	3.173,941	-0,211	-0,275	0,000	-116,515
P4	37,701	1.751,130	32,360	42,155	0,000	-95,277
P5	27,101	2.486,076	-0,362	-0,472	0,000	-81,461
P6	32,619	4.521,958	0,003	0,004	0,000	-88,661
P7	32,619	4.521,959	-0,004	-0,005	0,000	-88,662
P8	27,098	2.486,079	0,362	0,472	0,000	-81,463
P9	16,089	2.487,783	-0,362	-0,471	0,000	-67,115
P10	10,558	4.523,664	0,004	0,005	0,000	-59,917
P11	10,560	4.523,667	-0,003	-0,004	0,000	-59,918
P12	16,088	2.487,787	0,362	0,473	0,000	-67,117
P13	-2,283	1.698,816	-32,360	-42,154	0,000	-43,182
P14	-18,585	3.121,631	0,211	0,276	0,000	-21,945
P15	-18,585	3.121,631	-0,210	-0,273	0,000	-21,945
P16	-2,282	1.698,818	32,361	42,157	0,000	-43,185
<b>Totais</b>	<b>314,399</b>	<b>47.530,011</b>	<b>0,000</b>	<b>0,005</b>	<b>0,000</b>	<b>-1.148,151</b>

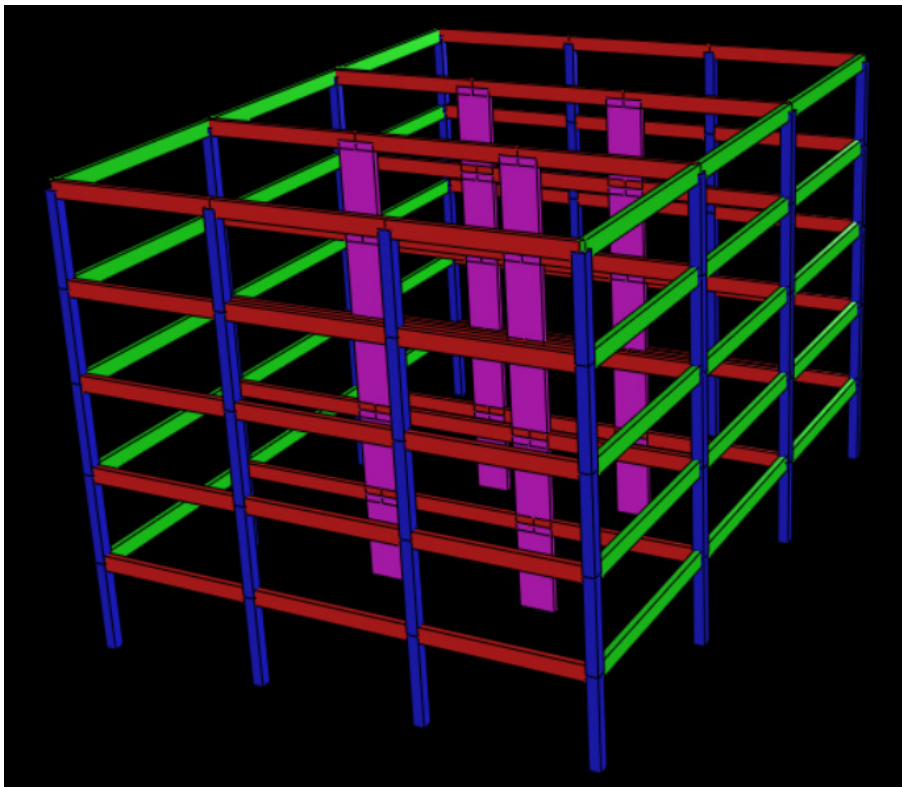
Fonte: Próprio autor.

### 5.8.2 Modelo 2b

Este exemplo mantém o mesmo arranjo estrutural do Modelo 1b (Figura 5.11), sendo que a Figura 5.27 representa a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor lilás correspondem aos pilares-parede, a Figura 5.28 representa a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por pilares-parede, e a Figura 5.29 representa os deslocamentos na direção onde foi aplicado o carregamento de vento.

**Figura 5.27 – Pórtico espacial do Modelo 2b.**

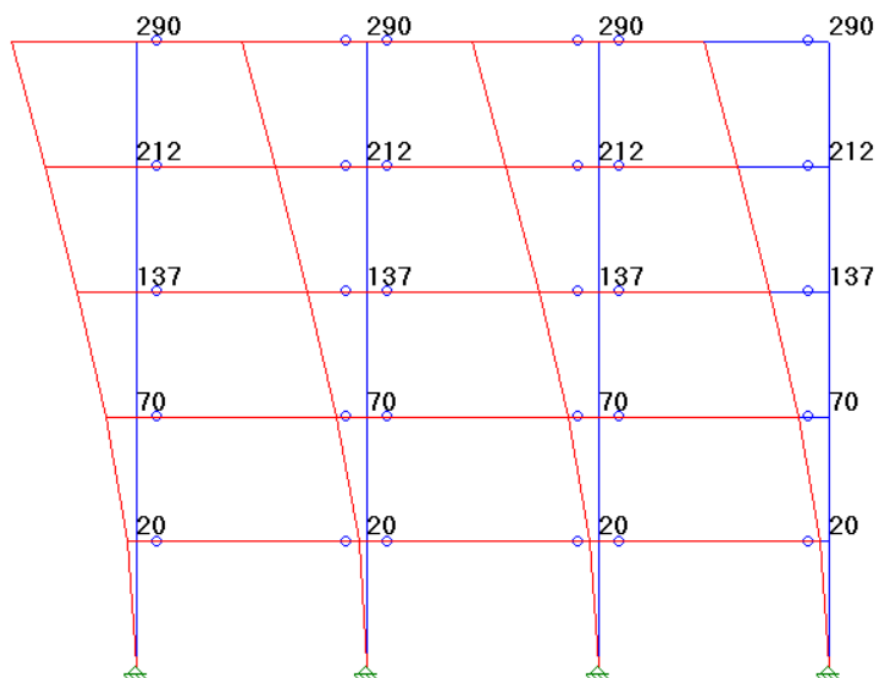
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.28 – Perspectiva renderizada do Modelo 2b.**

Fonte: Próprio autor.



Figura 5.29 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2b ( $m \cdot 10^{-4}$ ).



Fonte: Próprio autor.

Após determinar os parâmetros acima, foram calculados os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.26) e o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

Quadro 5.26 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2b.

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	
1ª	6.888,00	0,0020	0,60	1,40	9.643,20	0,0017	16,20	
2ª	6.888,00	0,0070	0,60	1,40	9.643,20	0,0059	56,70	
3ª	6.888,00	0,0137	0,60	1,40	9.643,20	0,0115	110,97	
4ª	6.888,00	0,0212	0,60	1,40	9.643,20	0,0178	171,73	
Cobertura	6.390,00	0,0290	0,60	1,40	8.946,00	0,0244	217,92	
<b>Total</b>								<b>573,53</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{573,53}{3388,51}} \cong 1,20$$

Como a estrutura em questão não atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais, que resultaram em um momento total na base de 1.538,50 kNm, como mostrado no Quadro 5.27.

**Quadro 5.27 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2b.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.643,20	101,65
2º	8,00	2/759	0,0211	9.643,20	203,30
3º	12,00	2/759	0,0316	9.643,20	304,94
4º	16,00	2/759	0,0422	9.643,20	406,59
Cobertura	20,00	2/759	0,0527	8.946,00	471,50
<b>Total</b>					<b>1.487,98</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 3.388,51 kN.m gerado pela ação do vento.

Devido a estrutura analisada não atender as condições de dispensa dos efeitos de 2ª ordem globais, são apresentados no Quadro 5.28 os esforços na fundação, considerando a majoração dos esforços horizontais.

**Quadro 5.28 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2b.**

Pilar	$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)	$M_{x1}$ (kN.m)	$M_{x2}$ (kN.m)	$M_{x3}$ (kN.m)
P1	3,866	1.747,323	0,000	0,024	0,000	-40,851
P2	3,861	3.181,838	0,000	0,024	0,000	-40,851
P3	3,861	3.181,837	0,000	0,024	0,000	-40,852
P4	3,866	1.747,322	0,000	0,024	0,000	-40,852
P5	3,870	2.467,986	0,000	0,025	0,000	-40,850
P6	71,130	4.656,850	0,000	0,018	0,000	-843,231
P7	71,134	4.656,852	0,000	0,018	0,000	-843,243
P8	3,866	2.467,986	0,000	0,025	0,000	-40,852
P9	3,870	2.467,986	0,000	0,025	0,000	-40,850
P10	71,134	4.656,849	0,000	0,018	0,000	-843,228
P11	71,138	4.656,852	0,000	0,018	0,000	-843,241
P12	3,869	2.467,986	0,000	0,025	0,000	-40,852
P13	3,870	1.747,326	0,000	0,026	0,000	-40,850
P14	3,870	3.181,841	0,000	0,026	0,000	-40,851
P15	3,870	3.181,841	0,000	0,026	0,000	-40,851
P16	3,870	1.747,326	0,000	0,026	0,000	-40,852
<b>Totais</b>	<b>330,947</b>	<b>48.216,001</b>	<b>0,000</b>	<b>0,372</b>	<b>0,000</b>	<b>-3.863,154</b>

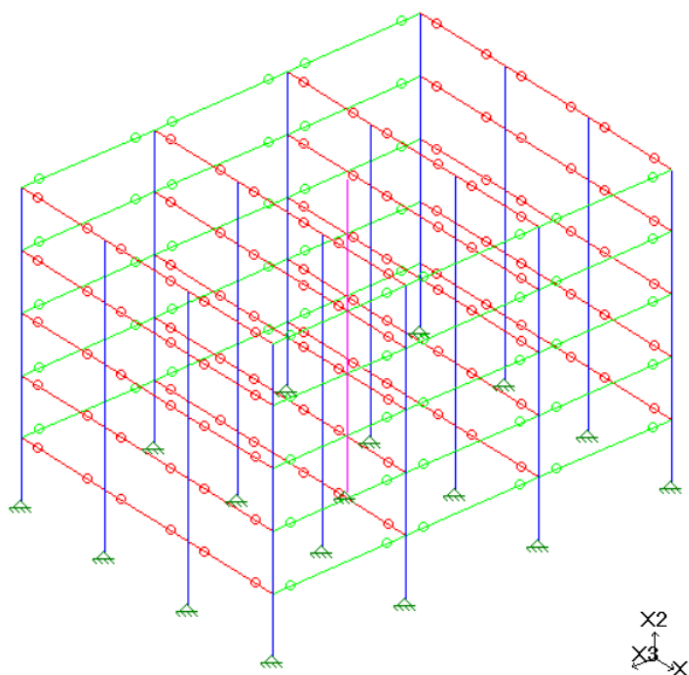
Fonte: Próprio autor.

### 5.8.3 Modelo 2c

Este exemplo mantém o mesmo arranjo estrutural e o mesmo detalhamento do núcleo que o Modelo 1c (Figuras 5.15 e 5.16), sendo que a Figura 5.30 mostra a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde a linha

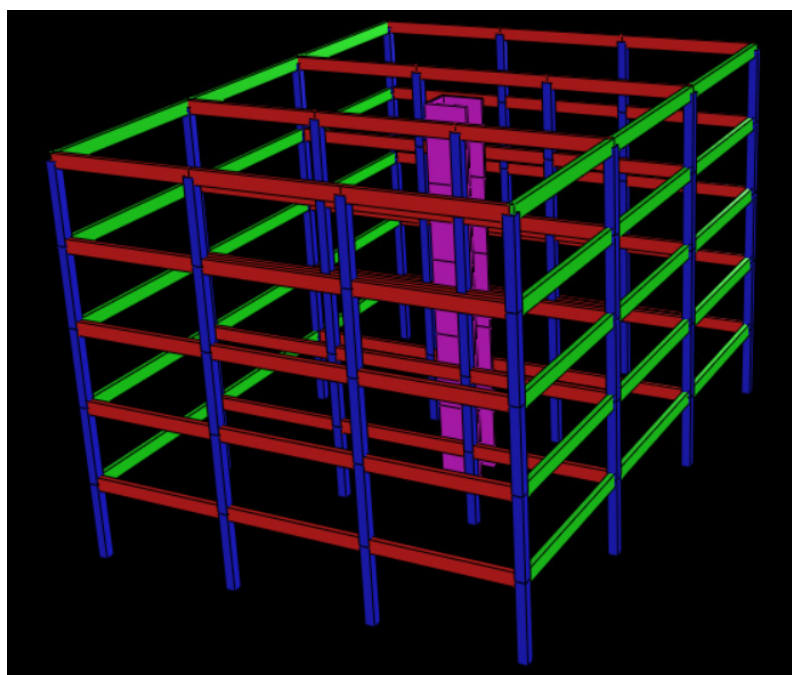
central na cor lilás representa o núcleo rígido, já a Figura 5.31 mostra a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por núcleo rígido, e a Figura 5.32 mostra o os deslocamentos na direção onde foi aplicado o carregamento de vento.

**Figura 5.30 – Pórtico espacial do Modelo 2c.**



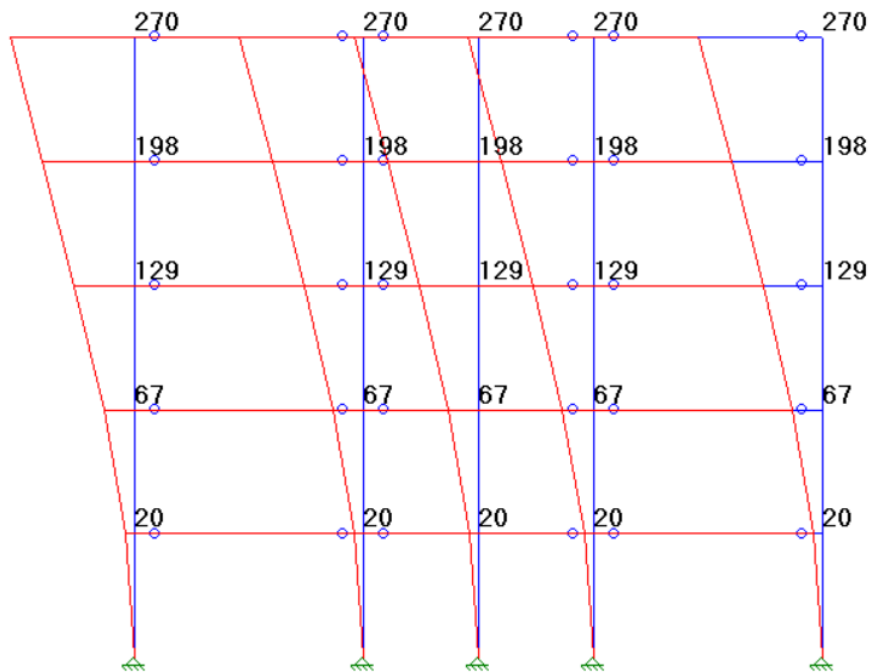
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.31 – Perspectiva renderizada do Modelo 2c.**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.32 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2c (m.10<sup>-4</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar os parâmetros acima, foram calculados os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.29) e o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 5.29 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2c.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	6.880,75	0,0020	0,60	1,40	9.633,05	0,0017	16,18
2º	6.880,75	0,0067	0,60	1,40	9.633,05	0,0056	54,21
3º	6.880,75	0,0129	0,60	1,40	9.633,05	0,0108	104,38
4º	6.880,75	0,0198	0,60	1,40	9.633,05	0,0166	160,22
Cobertura	6.390,00	0,0270	0,60	1,40	8.946,00	0,0227	202,90
<b>Total</b>							<b>537,89</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{537,89}{3388,51}} \cong 1,19$$

Como a estrutura em questão não atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais, que resultaram em um momento total na base de 1.486,91 kN.m, como mostrado no Quadro 5.30.

**Quadro 5.30 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2c.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.633,05	101,54
2º	8,00	2/759	0,0211	9.633,05	203,08
3º	12,00	2/759	0,0316	9.633,05	304,62
4º	16,00	2/759	0,0422	9.633,05	406,17
Cobertura	20,00	2/759	0,0527	8.946,00	471,50
<b>Total</b>					<b>1.486,91</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 3.388,51 kN.m gerado pela ação do vento.

Devido a estrutura analisada não atender as condições de dispensa dos efeitos de 2ª ordem globais, são apresentados no Quadro 5.31 os esforços na fundação, considerando a majoração dos esforços horizontais.

**Quadro 5.31 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2c.**

Pilar	Fx <sub>1</sub> (kN)	Fx <sub>2</sub> (kN)	Fx <sub>3</sub> (kN)	Mx <sub>1</sub> (kN.m)	Mx <sub>2</sub> (kN.m)	Mx <sub>3</sub> (kN.m)
P1	4,686	1.747,324	-0,001	-0,001	0,000	-40,827
P2	4,683	3.181,838	-0,001	-0,001	0,000	-40,829
P3	4,683	3.181,836	-0,001	-0,001	0,000	-40,830
P4	4,687	1.747,323	-0,001	-0,001	0,000	-40,833
P5	4,690	2.467,986	0,000	0,001	0,000	-40,827
P6	4,683	4.485,350	0,000	0,001	0,000	-40,829
P7	4,683	4.485,352	0,000	0,001	0,000	-40,830
P8	4,687	2.467,987	0,000	0,001	0,000	-40,833
P9	4,692	2.467,986	0,000	0,002	0,000	-40,827
P10	4,687	4.485,349	0,000	0,002	0,000	-40,828
P11	4,688	4.485,351	0,000	0,002	0,000	-40,830
P12	4,690	2.467,987	0,000	0,002	0,000	-40,833
P13	4,692	1.747,326	0,000	0,004	0,000	-40,827
P14	4,692	3.181,841	0,000	0,004	0,000	-40,828
P15	4,692	3.181,841	0,000	0,004	0,000	-40,830
P16	4,693	1.747,327	0,000	0,004	0,000	-40,833
Núcleo	253,183	635,250	0,001	0,148	0,027	-3.177,681
<b>Totais</b>	<b>328,189</b>	<b>48.165,254</b>	<b>-0,003</b>	<b>0,172</b>	<b>0,027</b>	<b>-3.830,954</b>

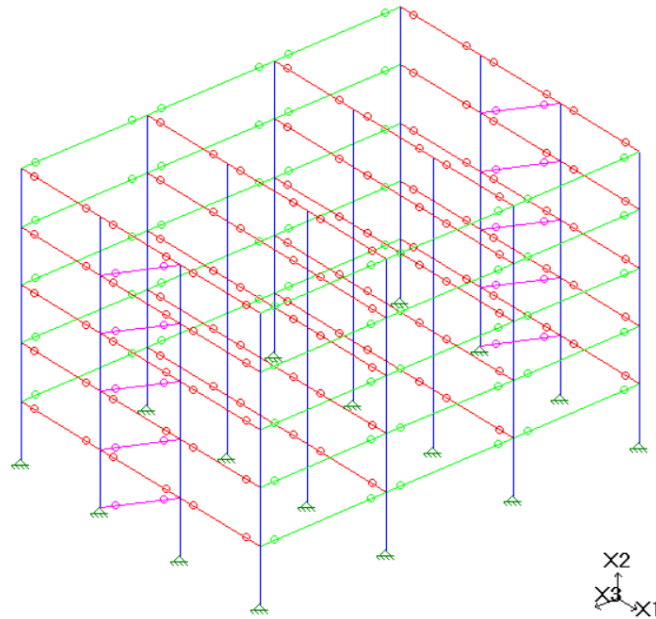
Fonte: Próprio autor.

#### 5.8.4 Modelo 2d

Este exemplo mantém o mesmo arranjo estrutural, a mesma configuração de travamento e o mesmo perfil do Modelo 1d (Figuras 5.1 e 5.3), sendo que a Figura

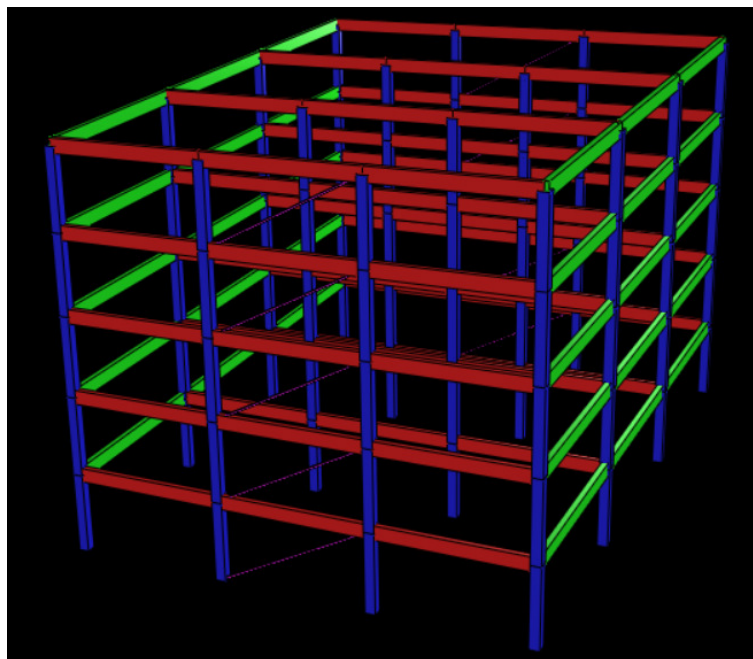
5.33 mostra a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor lilás representam as diagonais de contraventamento, já a Figura 5.34 mostra a perspectiva renderizada da estrutura contraventada por pórticos treliçados, e a Figura 5.35 mostra os deslocamentos na direção onde foi aplicado o carregamento de vento.

**Figura 5.33 – Pórtico espacial do Modelo 2d.**



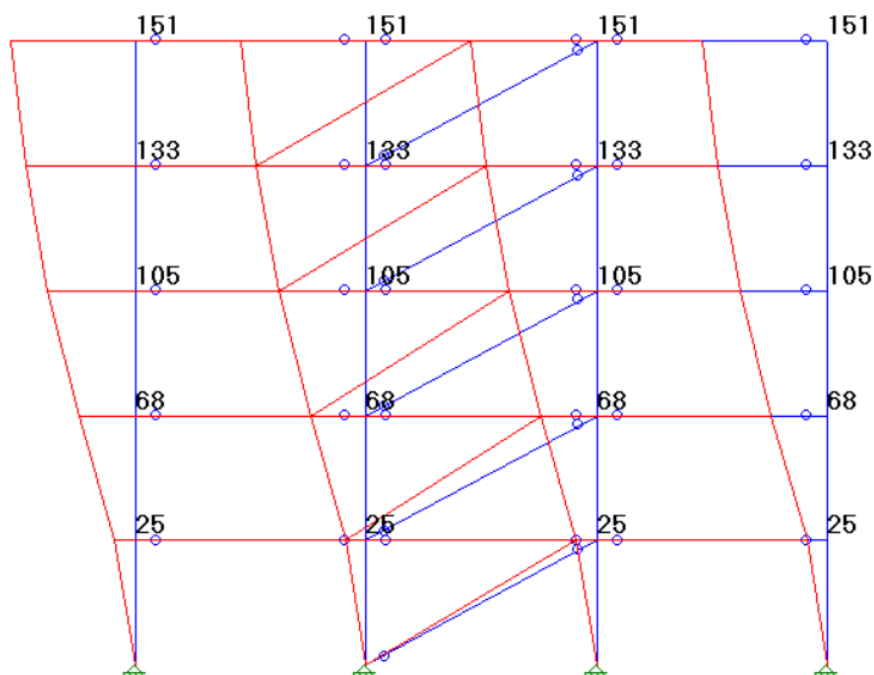
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.34 – Perspectiva renderizada do Modelo 2d.**



Fonte: Próprio autor.

Figura 5.35 – Deslocamentos nos pórticos do Modelo 2d (m.10<sup>-4</sup>).



Fonte: Próprio autor.

Após determinar os parâmetros acima, foram calculados os momentos de 2ª ordem (Quadro 5.32) e o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

Quadro 5.32 – Momento de 2ª ordem do Modelo 2d.

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1ª	6.791,90	0,0025	0,60	1,40	9.508,66	0,0021	19,97
2ª	6.791,90	0,0068	0,60	1,40	9.508,66	0,0057	54,31
3ª	6.791,90	0,0105	0,60	1,40	9.508,66	0,0088	83,87
4ª	6.791,90	0,0133	0,60	1,40	9.508,66	0,0112	106,23
Cobertura	6.390,00	0,0151	0,60	1,40	8.946,00	0,0127	113,47
<b>Total</b>							<b>377,85</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{377,85}{3388,51}} \cong 1,13$$

Como a estrutura em questão não atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar a estrutura como sendo de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais, que resultaram em um momento total na base de 1.473,80 kNm, como mostrado no Quadro 5.33.

**Quadro 5.33 – Consideração da imperfeição geométrica do Modelo 2d.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	4,00	2/759	0,0105	9.508,66	100,23
2º	8,00	2/759	0,0211	9.508,66	200,46
3º	12,00	2/759	0,0316	9.508,66	300,69
4º	16,00	2/759	0,0422	9.508,66	400,92
Cobertura	20,00	2/759	0,0527	8.946,00	471,50
<b>Total</b>					<b>1.473,80</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pela ação do vento foi maior que o gerado pelo desaprumo, considerou-se apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 3.388,51 kN.m gerado pela ação do vento.

Devido a estrutura analisada não atender as condições de dispensa dos efeitos de 2ª ordem globais, são apresentados no Quadro 5.34 os esforços na fundação, considerando a majoração dos esforços horizontais.

**Quadro 5.34 – Forças e momentos na fundação do Modelo 2d.**

Pilar	$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)	$M_{x1}$ (kN.m)	$M_{x2}$ (kN.m)	$M_{x3}$ (kN.m)
P1	10,488	1.747,324	0,000	0,000	0,000	-49,867
P2	10,485	3.181,838	0,000	0,000	0,000	-49,868
P3	10,485	3.181,836	0,000	0,000	0,000	-49,868
P4	10,489	1.747,324	0,000	0,000	0,000	-49,869
P5	82,395	2.647,663	0,000	0,001	0,000	-49,867
P6	10,485	4.485,350	0,000	0,001	0,000	-49,868
P7	10,485	4.485,351	0,000	0,001	0,000	-49,868
P8	82,393	2.647,667	0,000	0,001	0,000	-49,869
P9	10,493	2.294,938	0,000	0,001	0,000	-49,867
P10	10,489	4.485,349	0,000	0,001	0,000	-49,868
P11	10,490	4.485,351	0,000	0,001	0,000	-49,868
P12	10,491	2.294,939	0,000	0,001	0,000	-49,868
P13	10,493	1.747,326	0,000	0,002	0,000	-49,867
P14	10,493	3.181,841	0,000	0,002	0,000	-49,867
P15	10,493	3.181,841	0,000	0,002	0,000	-49,868
P16	10,493	1.747,328	0,000	0,002	0,000	-49,868
<b>Totais</b>	<b>311,643</b>	<b>47.543,266</b>	<b>0,000</b>	<b>0,016</b>	<b>0,000</b>	<b>-797,891</b>

Fonte: Próprio autor.

### 5.8.5 Resultados do Exemplo 2

O Quadro 5.35 apresenta o comparativo dos resultados obtidos no Exemplo 2 para o estado limite último, considerando o vento como carga variável secundária incidindo na fachada de maior dimensão (situação crítica).



Quadro 5.35 – Resultados do Exemplo 2 no ELU.

Sistema de Contraventamento	$\gamma_z$	$\delta_{\max}$ (cm)	$\Sigma Fx_2$ (kN)	$\Sigma Mx_3$ (kN.m)
Ligação semirrígida	1,14	1,38	47.530,01	-1.148,15
Pilar-parede	1,20	2,44	48.216,00	-3.863,15
Núcleo rígido	1,19	2,27	48.165,25	-3.830,95
Pórtico treliçado	1,13	1,27	47.543,27	-797,89

Fonte: Próprio autor.

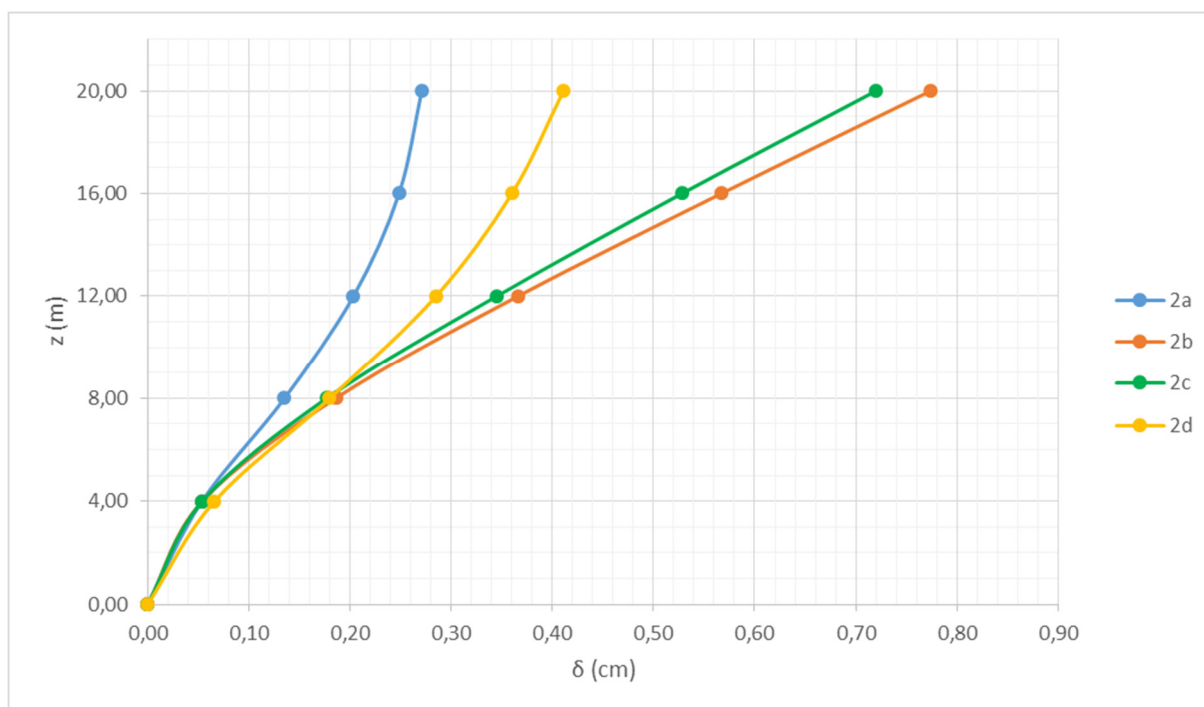
O Quadro 5.36 e a Figura 5.36 apresentam os comparativos dos deslocamentos no estado limite de serviço.

Quadro 5.36 – Deslocamentos do Exemplo 2 no ELS.

Pavimento	z (m)	2a	2b	2c	2d
		$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º	4,00	0,05	0,05	0,05	0,07
2º	8,00	0,14	0,19	0,18	0,18
3º	12,00	0,20	0,37	0,35	0,29
4º	16,00	0,25	0,57	0,53	0,36
Cobertura	20,00	0,27	0,77	0,72	0,41

Fonte: Próprio autor.

Figura 5.36 – Deslocamentos do Exemplo 2 no ELS.



Fonte: Próprio autor.

De acordo com a ABNT NBR 9062:2006, os limites para deslocamentos horizontais globais devem ser, para o caso C (Edifícios com múltiplos pavimentos), de  $H/1200$ , onde  $H$  é a altura total do edifício em centímetro.

$$\delta_{lim} = \frac{2000}{1200} = 1,67 \text{ cm}$$

Logo, o deslocamento máximo no ELS desse edifício não deve ultrapassar 1,67 cm. Desta maneira todos os modelos atenderam esta condição.

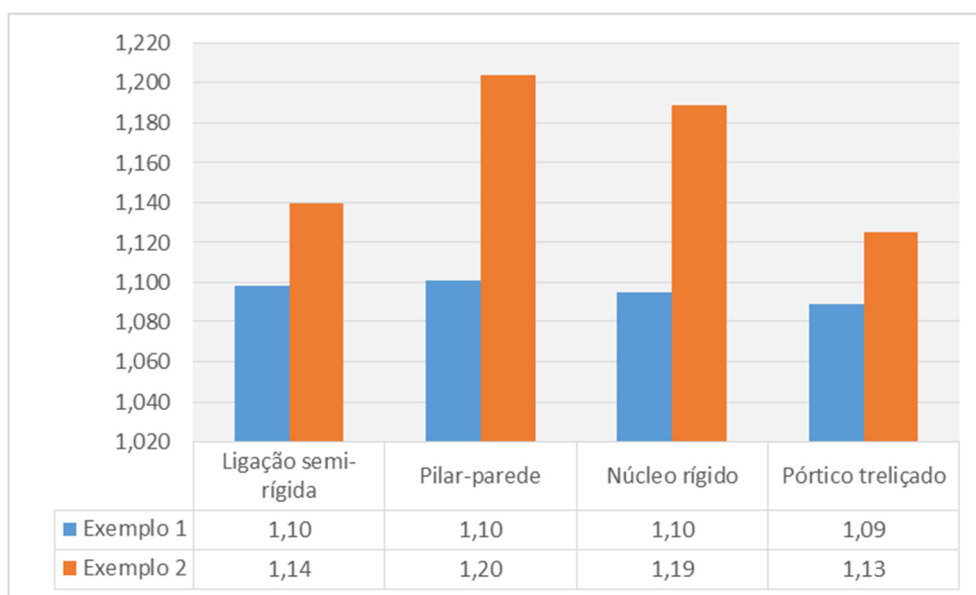
Como todos os modelos do Exemplo 2 (estrutura de 5 pavimentos) não atenderam a condição  $\gamma_z \leq 1,10$ , pode-se considerar as estruturas como sendo de nós móveis, desta forma, teve-se que considerar os efeitos de 2ª ordem globais em todos os modelos deste exemplo.

Pode-se observar que neste modelo os resultados dos exemplos tiveram uma diferença maior entre si, sendo que os deslocamentos máximos dos modelos cotraventados por pilares-parede e núcleo rígido (Modelos 2b e 2c) foram bem maiores do que os modelos cotraventados por ligações semirrígidas e pórticos treliçados (Modelos 2a e 2d).

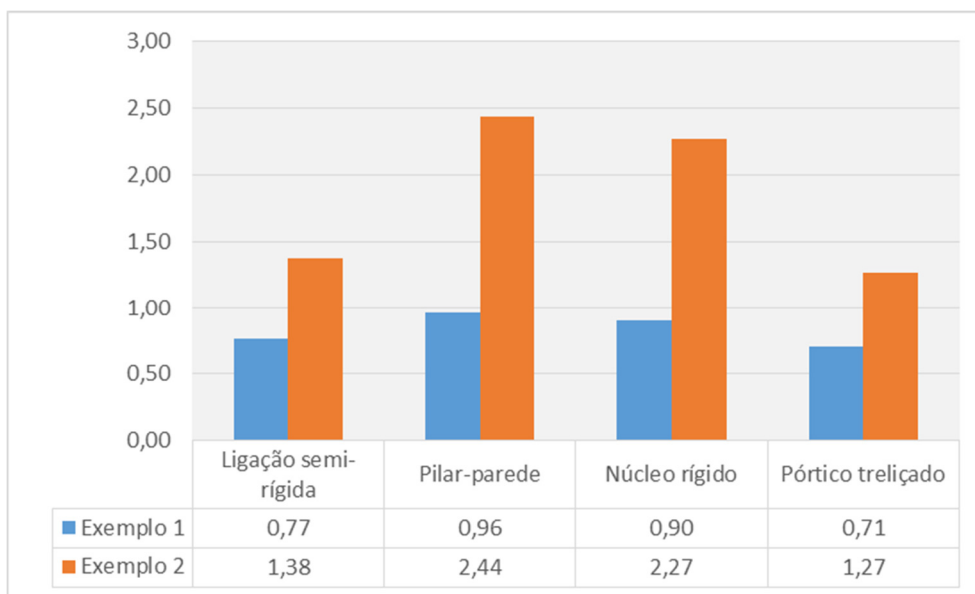
## 5.9 Análise dos resultados

Os gráficos abaixo apresentam os comparativos dos resultados entre os Exemplos 1 e 2.

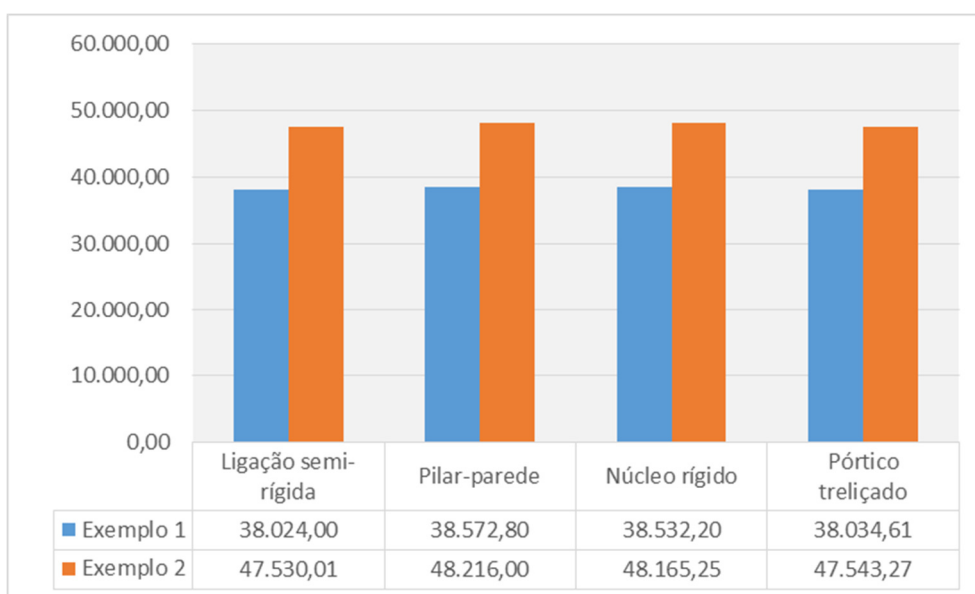
**Figura 5.37 – Coeficiente  $\gamma_z$ .**



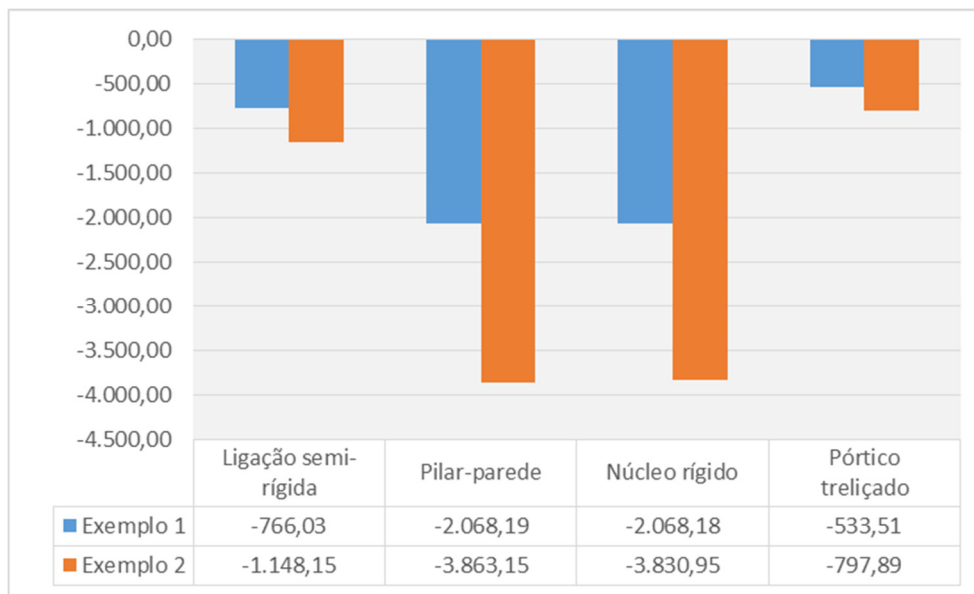
Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.38 – Deslocamento horizontal no topo da estrutura (m).**

Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.39 – Somatória das forças verticais (kN).**

Fonte: Próprio autor.

**Figura 5.40 – Somatória dos momentos na fundação (kN.m).**

Fonte: Próprio autor.

Percebe-se que os sistemas de paredes, devida a elevada rigidez dos elementos, assumem o papel de contraventar a estrutura, desta forma, estes elementos absorveram praticamente todo o carregamento horizontal aplicado à estrutura, fazendo com que o momento na fundação seja muito alto em comparação aos sistemas aporcionados. As estruturas contraventadas por pórticos treliçados obtiveram os menores esforços na fundação, um momento de 533,51 kN.m para 4 pavimentos e um momento de 797,89 kN.m para 5 pavimentos (valores em módulo), sendo as estruturas com pilares-parede as que tiveram os maiores esforços na fundação, um momento de 2.068,19 kN.m para 4 pavimentos e um momento de 3.863,15 para 5 pavimentos. Esta diferença é de 287,66% para 4 pavimentos e aumenta para 384,17% quando adicionado mais um pavimento.

Os esforços verticais foram os que apresentaram as menores variações de resultados entre os sistemas de contraventamento analisados, onde a diferença entre a estrutura mais leve e a mais pesada é de 1,44%, respectivamente a estrutura contraventada por ligações semirrígidas entre vigas e pilares e a contraventada por pilares-parede, sendo que esta diferença manteve com a inclusão do quinto pavimento.

Nos demais parâmetros analisados, todos os modelos apresentaram resultados semelhantes para a estrutura com 4 pavimentos, mas quando adicionado

outro pavimento os sistemas de paredes apresentaram uma discrepância em relação aos sistemas de pórticos.

No geral as estruturas contraventadas por pórticos treliçados obtiveram os melhores resultados para o estado limite último, portanto este sistema de contraventamento foi o mais eficiente para estes exemplos nesta situação. O único parâmetro em que este sistema não apresentou o melhor resultado foi em relação aos esforços verticais, pois as estruturas contraventadas por ligações semirrígidas ficaram 0,03% mais leves, sendo esta uma diferença irrisória. Observa-se que esta diferença é referente ao peso próprio dos perfis metálicos utilizados no sistema de treliças.

Já em relação ao estado limite de serviço, as estruturas contraventadas por ligações semirrígidas entre vigas e pilares foram as que obtiveram os menores deslocamentos horizontais no topo da edificação, portanto, foi o sistema mais eficiente nesta situação.



## 6 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM UM EDIFÍCIO GARAGEM

O projeto utilizado nesta análise trata-se de um edifício garagem, que conta com 10 pavimentos, sendo um térreo de 3.792,24 m<sup>2</sup> com 152 vagas de estacionamento e 9 pavimentos-tipo de 3.792,24 m<sup>2</sup> com 152 vagas, totalizando uma área total de 37.922,40 m<sup>2</sup> com um total de 1.520 vagas. As dimensões em planta para todos os pavimentos são de 82,80 m x 45,80 m e a altura entre os pisos e as lajes são de 3,50 m, sendo a altura total do edifício determinada em função da laje utilizada. Todos os pavimentos de estacionamento serão revestidos com uma capa asfáltica de 4 cm, já a cobertura será impermeabilizada utilizando manta asfáltica.

Assim como na análise do Capítulo 5, a utilização do  $\gamma_z$  como parâmetro de avaliação da estabilidade global se justifica pelo fato do coeficiente ser capaz de estimar os esforços de 2ª ordem por uma simples majoração dos esforços de 1ª ordem.

Foi analisado a aplicação de 3 sistemas de contraventamento ao edifício garagem, gerando 3 modelos diferentes de estrutura:

- Modelo 1 - Pórticos com ligações semirrígidas entre pilares e vigas;
- Modelo 2 - Pilares-parede;
- Modelo 3 - Pórticos treliçados.

Como os sistemas de contraventamento foram analisados individualmente e o sistema de núcleo rígido é geralmente utilizado em conjunto com outro, para esta análise não foi aplicado tal sistema. Além do mais, a aplicação individual deste sistema não seria o suficiente para estabilizar este edifício.

Para poder comparar o desempenho dos sistemas de contraventamento aplicados ao edifício garagem, a estrutura foi dimensionada de modo que o valor do coeficiente  $\gamma_z$  fosse igual a 1,10 em ambas as direções, que é o limite para dispensa dos efeitos de 2ª ordem globais.

Desta forma, a ação do vento foi determinada incidindo nas duas fachadas do edifício, a 0° e 90°, sendo respectivamente a fachada de menor e maior dimensão.

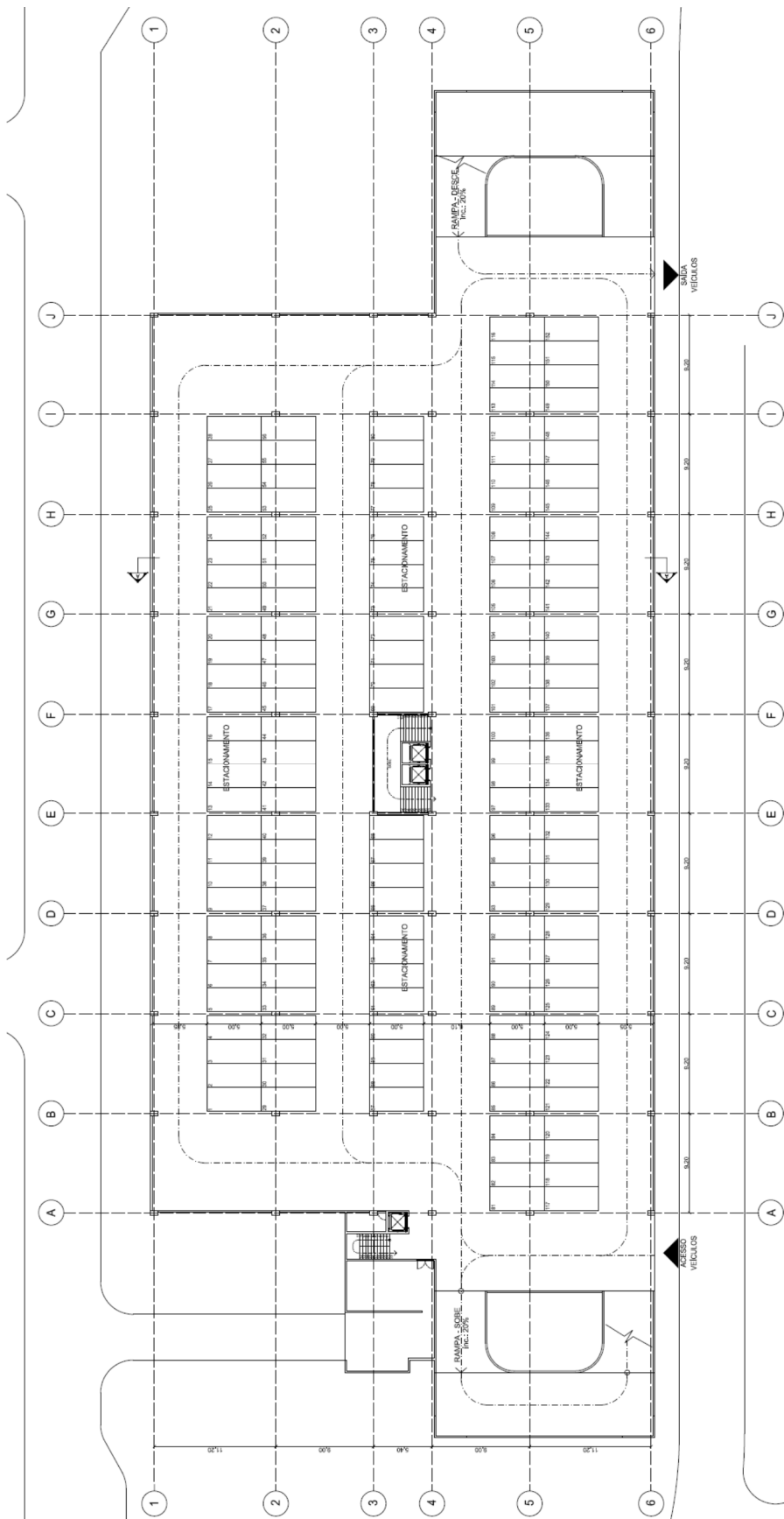
Neste exemplo não foi considerado a sobreposição de vento e desaprumo conforme prescrito na ABNT NBR 6118:2014, pois esta consideração é o tema do Capítulo 7 deste trabalho, e será discutido no mesmo.

Desta forma, esta análise considerou apenas o mais desfavorável entre o momento gerado pela ação do vento e as imperfeições geométricas globais, calculadas considerando o desaprumo dos elementos verticais.

Na sequência esta apresentada a arquitetura do edifício garagem, onde a Figura 6.1 representa a planta baixa do pavimento térreo e a Figura 6.2 a planta baixa do pavimento-tipo, já a Figura 6.3 representa o Corte AA do edifício.

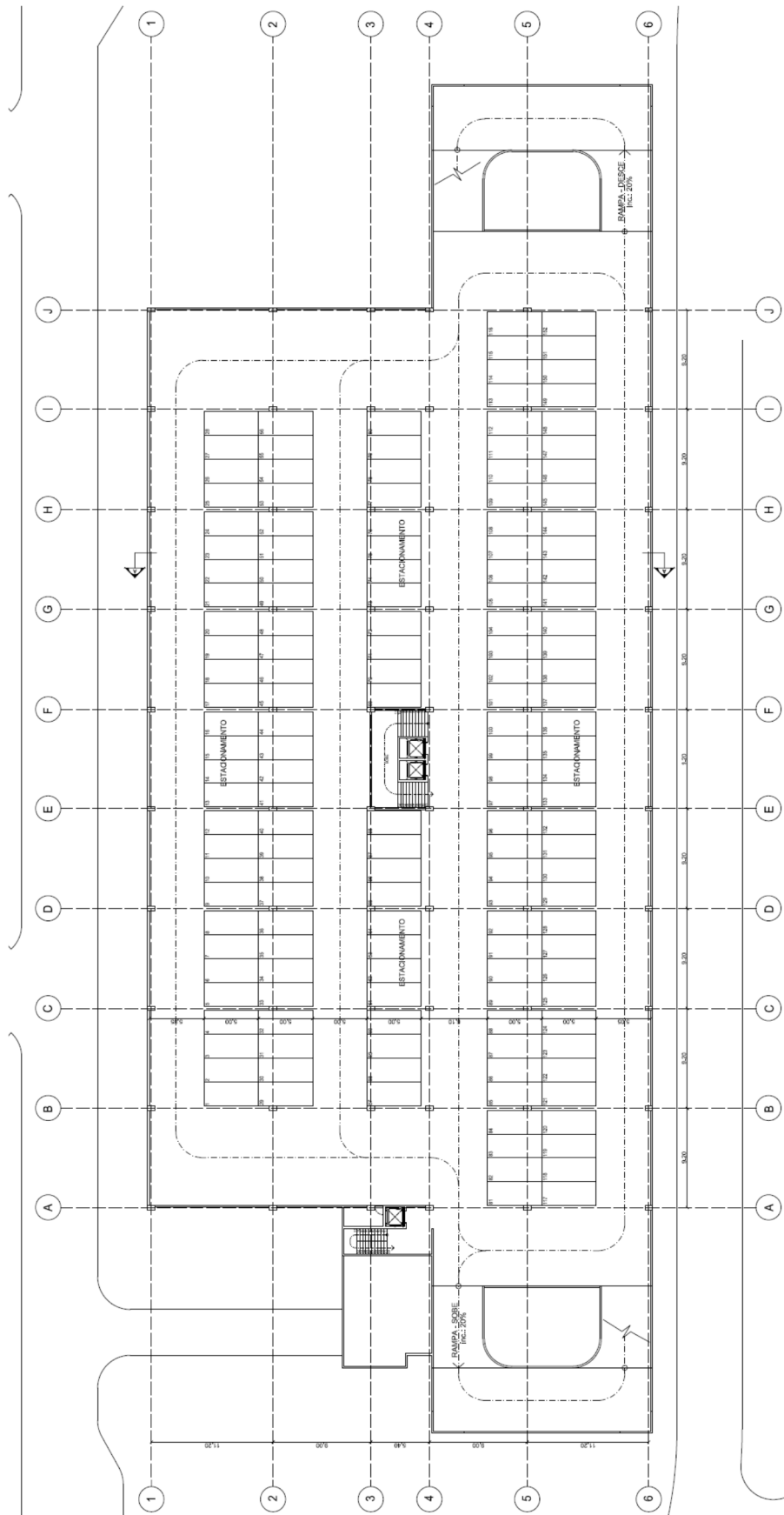


Figura 6.1 – Planta baixa do pavimento térreo do edifício garagem.



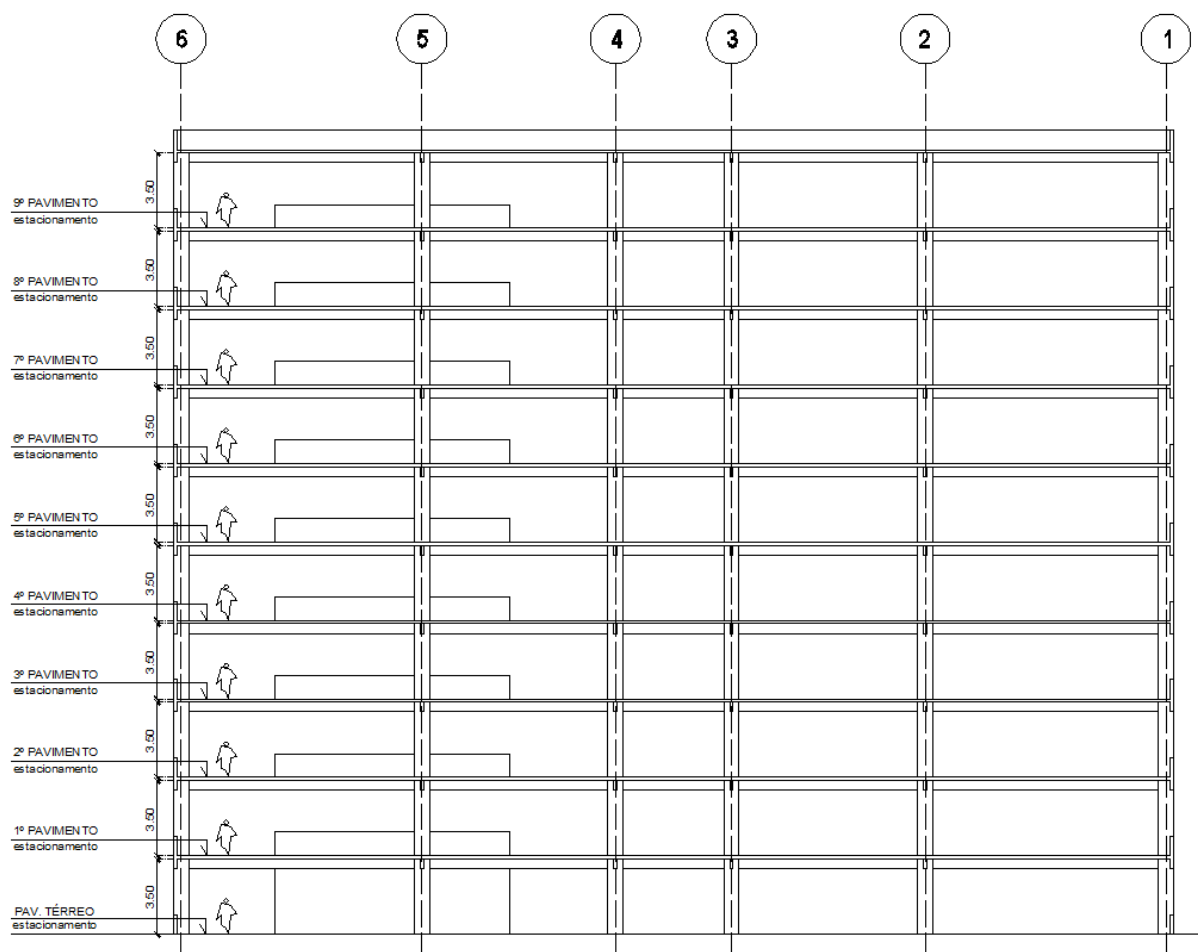
Fonte: Próprio autor.

Figura 6.2 – Planta baixa do pavimento-tipo do edifício garagem.



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.3 – Corte AA do edifício garagem.**



Fonte: Próprio autor.

## 6.1 Características da estrutura

A estrutura do edifício garagem é composta por vigas, pilares, lajes e fachadas (também chamada de fechamentos laterais). Abaixo está apresentado resumidamente os principais componentes do edifício garagem.

### a) Pilares

O posicionamento dos pilares afeta diretamente a quantidade de manobras que os motoristas irão executar. Assim, deve-se analisar cuidadosamente as possibilidades e optar pela que ofereça melhor custo/benefício.

## b) Lajes e Vigas

As lajes, juntamente com as vigas, compõem o sistema de piso do edifício. Existem vários tipos de lajes, que se adaptam às diferentes necessidades de cada projeto, podendo configurar um sistema estrutural.

Independentemente da escolha do tipo de laje a ser utilizada na obra, deve-se atender aos seguintes cuidados:

- A drenagem é fator importante para garantir a durabilidade da obra, já que as lajes ficam expostas em função da grande área aberta nas fachadas;
- O caimento evita o empoçamento da água, que será devidamente encaminhada à rede pluvial;
- A impermeabilização de todos os pavimentos é essencial.

## c) Fachadas

Os edifícios garagem necessitam de áreas abertas em suas fachadas para promover uma adequada ventilação no prédio.

Existem diversos tipos de elementos de fachadas que podem ser utilizados nos edifícios garagem. A escolha do sistema a ser adotado dependerá de fatores como segurança, estética e custo.

Levando em consideração as recomendações acima, a estrutura desta análise será constituída por vigas e pilares de concreto pré-moldado com  $f_{ck}$  de 40 MPa (composto por agregados de granito  $\alpha_E = 1,0$ ), laje alveolar protendida ( $h = 26,50$  cm) com 5 cm de capa de concreto moldada no local com  $f_{ck}$  de 30 MPa. O fechamento lateral será em alvenaria de blocos de concreto vazados de 19 cm, com altura de 1,00 m para as fachadas de maior dimensão e platibandas, e altura de 3,50 m para as fachadas de menor dimensão.

A laje não será analisada neste exemplo, serão considerados apenas os carregamentos sobre a mesma e seu respectivo peso próprio, além da sua função na distribuição das ações laterais do vento.

As características geométricas do painel alveolar com e sem capa estão apresentadas no Quadro 6.1.

**Quadro 6.1 – Dados geométricos da seção de uma laje alveolar de 26,50 cm de espessura.**

Dados geométricos da seção de uma laje alveolar de 26,5 cm e 5 cm de capa
<p>Área = 0,1632 m<sup>2</sup>; Perímetro = 6,04 m; I = 0,0015 m<sup>4</sup>; y<sub>s</sub> = 0,1353 m; W<sub>s</sub> = 0,011 m<sup>3</sup>;  W<sub>i</sub> = 0,012 m<sup>3</sup>; e<sub>s</sub> = excentricidade cabos inferiores = 0,095 m; e<sub>s'</sub> = excentricidade  cabos superiores = 0,1 m.</p>
<p>Área = 0,2202 m<sup>2</sup>; Perímetro = 6,14 m; I = 0,0025 m<sup>4</sup>; y<sub>s</sub> = 0,1754 m; W<sub>s</sub> = 0,014 m<sup>3</sup>;  W<sub>i</sub> = 0,018 m<sup>3</sup>; e<sub>c</sub> = excentricidade cabos inferiores = 0,1 m; e<sub>c'</sub> = excentricidade  cabos superiores = 0,14 m.</p>

Fonte: Próprio autor.

## 6.2 Ações atuantes nas estruturas

Para se obter o valor de  $\gamma_z$  e avaliar a estabilidade global da edificação, deve-se primeiro determinar os deslocamentos levando-se em conta as ações verticais e horizontais.

### 6.2.1 Determinação das ações verticais

As ações verticais foram determinadas para as lajes de estacionamento, cobertura e fechamento em alvenaria, seguindo a ABNT NBR 6120:1980 (Cargas para o cálculo de estruturas). Considerou-se como esforços verticais sobre as lajes, o seu peso próprio, seus revestimentos e sua carga acidental de ocupação.

Os carregamentos considerados sobre as lajes estão apresentados nos Quadros 6.2 e 6.3, sendo que o peso próprio das vigas e pilares é calculado pelo software em função de suas dimensões, onde utilizou-se uma densidade de 25 kN/m<sup>3</sup>.

**Quadro 6.2 – Carregamentos atuantes nas lajes de estacionamento.**

$g_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g + q$ (kN/m <sup>2</sup> )
3,40	1,25	0,52	3,00	8,17

Fonte: Próprio autor.

Onde:

$g_1$  – Peso próprio da laje (laje alveolar H26,5);

$g_2$  – Peso próprio da capa de concreto (espessura de 5 cm);

$g_3$  – Revestimento asfáltico (espessura de 4 cm);

$q$  – Carga accidental proveniente da ocupação (garagens e estacionamentos).

**Quadro 6.3 – Carregamentos atuantes na laje de cobertura.**

$g_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g_5$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g + q$ (kN/m <sup>2</sup> )
3,40	1,25	0,63	0,05	0,63	0,50	6,46

Fonte: Próprio autor.

Onde:

$g_1$  – Peso próprio da laje (laje alveolar H26,5);

$g_2$  – Peso próprio da capa de concreto (espessura de 5 cm);

$g_3$  – Regularização de superfície com argamassa de cimento e areia (espessura de 3 cm);

$g_4$  – Impermeabilização (manta asfáltica 4 mm);

$g_5$  – Proteção mecânica com argamassa de cimento e areia (espessura de 3 cm);

$q$  – Carga accidental proveniente da ocupação (forros).

Para as alvenarias com altura de 1 metro foi considerada uma carga de 2,66 kN/m e para as alvenarias de 3,50 metros foi considerada uma carga de 9,31 kN/m, pois de acordo com a ABNT/CB-02 1º PROJETO 02:123.04-015-2 (2010, p.14) “Na falta de uma avaliação precisa para o caso considerado pode-se utilizar o valor de 14 kN/m<sup>3</sup> como peso específico para a alvenaria de blocos de concretos vazados, devendo-se acrescentar o peso do graute, quando existente”.

### 6.2.2 Determinação das ações horizontais

Neste caso, a ação horizontal que atua nestas estruturas é proveniente do esforço provocado pelo vento.

A definição das cargas atuantes relativas ao vento foi calculada segundo os critérios da ABNT NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações), admitindo que a edificação está localizada em local de terreno plano e bairro densamente habitado na cidade de São Carlos.

Pelo mapa de isopletas da Figura 3.2, verifica-se que para São Carlos, pode-se considerar a ação do vento com velocidade básica ( $V_0$ ) de aproximadamente 40 m/s.

O coeficiente  $S_1$  para terrenos planos ou fracamente acidentados tem o valor igual a 1.

O fator  $S_2$  se encaixa nas seguintes categorias:

- Categoria V – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados;
- Classe C – Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda a 50 metros.

O valor de  $S_2$  pode ser calculado pela Equação 3.5, com os parâmetros  $F_r = 0,95$ ,  $b = 0,71$  e  $p = 0,175$  dados pelo Quadro 3.1 conforme a classe e categoria adotadas.

O fator  $S_3$  é obtido pelo Quadro 3.2. Considerando a estrutura inserida no grupo 2 (Edificações para hotéis e residências, e edificações para comércio e indústria de alto fator de ocupação) tem-se o valor igual a 1.

Com a velocidade básica e os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , pode-se determinar a velocidade característica do vento para cada uma das alturas, a partir da Equação 3.1.

A pressão de obstrução  $q_{vento}$  é calculada pela Equação 3.7, também para cada uma das alturas.

O coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) foi definido para situação de vento com alta turbulência (trata-se de bairro densamente habitado) é obtido pela Figura 3.5 em função das relações  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ , em que  $h$  é a altura da edificação acima do terreno,

medida até o topo da platibanda,  $l_1$  é a dimensão da edificação perpendicular à direção do vento e  $l_2$  é a dimensão na direção do vento.

**a) Vento a 0°:**

$$h/l_1 = 39,15/45,80 = 0,85$$

$$l_1/l_2 = 45,80/82,80 = 0,55$$

$$C_a = 0,80$$

**b) Vento a 90°:**

$$h/l_1 = 39,15/82,80 = 0,48$$

$$l_1/l_2 = 82,80/45,80 = 1,79$$

$$C_a = 1,00$$

Com os valores já obtidos para os diversos parâmetros, foram encontradas as forças de arrasto para cada nível dos pavimentos da edificação dadas pela Equação 3.6.

Os quadros abaixo demonstram os valores dos carregamentos de vento aplicados a 0° e 90°.

**Quadro 6.4 – Ação do vento a 0°.**

Pavimento	z (m)	$l_1$ (m)	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$V_0$ (m/s)	$V_k$ (m/s)	$q_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_a$	$F_a$ (kN)
Térreo	0,00	45,80	1,00	0,00	1,00	40,00	0,00	0,00	0,80	22,26
1ª	3,82	45,80	1,00	0,57	1,00	40,00	22,79	0,32	0,80	50,63
2ª	7,63	45,80	1,00	0,64	1,00	40,00	25,73	0,41	0,80	61,06
3ª	11,45	45,80	1,00	0,69	1,00	40,00	27,62	0,47	0,80	68,85
4ª	15,26	45,80	1,00	0,73	1,00	40,00	29,05	0,52	0,80	75,25
5ª	19,08	45,80	1,00	0,76	1,00	40,00	30,21	0,56	0,80	80,77
6ª	22,89	45,80	1,00	0,78	1,00	40,00	31,19	0,60	0,80	85,65
7ª	26,71	45,80	1,00	0,80	1,00	40,00	32,04	0,63	0,80	90,07
8ª	30,52	45,80	1,00	0,82	1,00	40,00	32,80	0,66	0,80	94,11
9ª	34,34	45,80	1,00	0,84	1,00	40,00	33,48	0,69	0,80	97,86
Cobertura	38,15	45,80	1,00	0,85	1,00	40,00	34,10	0,71	0,80	76,19
Platibanda	39,15	45,80	1,00	0,86	1,00	40,00	34,26	0,72	0,80	0,00

Fonte: Próprio autor.



Quadro 6.5 – Ação do vento a 90°.

Pavimento	z (m)	h <sub>l</sub> (m)	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	V <sub>0</sub> (m/s)	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>vento</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	F <sub>a</sub> (kN)
Térreo	0,00	82,80	1,00	0,00	1,00	40,00	0,00	0,00	1,00	50,30
1º	3,82	82,80	1,00	0,57	1,00	40,00	22,79	0,32	1,00	114,41
2º	7,63	82,80	1,00	0,64	1,00	40,00	25,73	0,41	1,00	137,99
3º	11,45	82,80	1,00	0,69	1,00	40,00	27,62	0,47	1,00	155,60
4º	15,26	82,80	1,00	0,73	1,00	40,00	29,05	0,52	1,00	170,06
5º	19,08	82,80	1,00	0,76	1,00	40,00	30,21	0,56	1,00	182,52
6º	22,89	82,80	1,00	0,78	1,00	40,00	31,19	0,60	1,00	193,56
7º	26,71	82,80	1,00	0,80	1,00	40,00	32,04	0,63	1,00	203,54
8º	30,52	82,80	1,00	0,82	1,00	40,00	32,80	0,66	1,00	212,68
9º	34,34	82,80	1,00	0,84	1,00	40,00	33,48	0,69	1,00	221,14
Cobertura	38,15	82,80	1,00	0,85	1,00	40,00	34,10	0,71	1,00	172,18
Platibanda	39,15	82,80	1,00	0,86	1,00	40,00	34,26	0,72	1,00	0,00

Fonte: Próprio autor.

### 6.3 Combinações das ações

#### a) Combinação última (ELU):

A combinação última normal foi definida com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2013), que segundo Carvalho e Pinheiro (2013), considerado a combinação para o estado limite último admitindo que o vento seja a carga acidental secundária, ficando com a seguinte combinação de ações:

$$\gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \cdot F_{q1k} + \gamma_q \cdot \Psi_0 \cdot F_{q2k}$$

Onde:

$\gamma_g = 1,4$  – Coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU, considerando que as peças pré-moldadas de concreto não sejam executadas com controle rigoroso;

$\gamma_q = 1,4$  – Coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU;

$\Psi_0 = 0,6$  – Fator de redução de combinação do ELU para ações variáveis secundárias.

#### b) Combinação de serviço (ELS):

A combinação frequente de serviço também foi definida com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2013), considerando o vento como ação variável principal, resultando na seguinte combinação de ações:

$$F_{g,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \Psi_2 \cdot F_{q2,k}$$

Onde:

$\Psi_1 = 0,3$  – Fator de redução de combinação frequente para o ELS;

$\Psi_2 = 0,4$  – Fator de redução de combinação quase permanente para o ELS, considerando a situação de elevada concentração de pessoas na edificação.

#### 6.4 Determinação dos momentos de tombamento

O momento de tombamento ou momento de 1ª ordem devido a ação do vento é calculado multiplicando a força do vento em cada andar pela respectiva altura em relação ao nível da fundação ( $h_i$ ). Os valores para as situações onde o vento é aplicado a 0° e 90° estão dados nos quadros abaixo.

**Quadro 6.6 – Momento de tombamento para o vento a 0°.**

Pavimento	$h_i$ (m)	$H_{vi}$ (kN)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot H_{vi}$ (kN)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	50,63	0,60	1,40	42,53	162,24
2º	7,63	61,06	0,60	1,40	51,29	391,37
3º	11,45	68,85	0,60	1,40	57,84	661,94
4º	15,26	75,25	0,60	1,40	63,21	964,63
5º	19,08	80,77	0,60	1,40	67,84	1.294,13
6º	22,89	85,65	0,60	1,40	71,95	1.646,91
7º	26,71	90,07	0,60	1,40	75,66	2.020,42
8º	30,52	94,11	0,60	1,40	79,05	2.412,72
9º	34,34	97,86	0,60	1,40	82,20	2.822,28
Cobertura	38,15	76,19	0,60	1,40	64,00	2.441,59
<b>Total</b>						<b>14.818,23</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.7 – Momento de tombamento para o vento a 90°.**

Pavimento	$h_i$ (m)	$H_{vi}$ (kN)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot H_{vi}$ (kN)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	114,41	0,60	1,40	96,10	366,63
2º	7,63	137,99	0,60	1,40	115,92	884,43
3º	11,45	155,60	0,60	1,40	130,70	1.495,87
4º	15,26	170,06	0,60	1,40	142,85	2.179,90
5º	19,08	182,52	0,60	1,40	153,32	2.924,51
6º	22,89	193,56	0,60	1,40	162,59	3.721,72
7º	26,71	203,54	0,60	1,40	170,97	4.565,79
8º	30,52	212,68	0,60	1,40	178,65	5.452,32
9º	34,34	221,14	0,60	1,40	185,75	6.377,86
Cobertura	38,15	172,18	0,60	1,40	144,63	5.517,57
<b>Total</b>						<b>33.486,62</b>

Fonte: Próprio autor.

## 6.5 Determinação das características físicas dos materiais

Nas verificações de estabilidade global da estrutura, ou seja, para as combinações de estado limite último, foi aplicado ao concreto o módulo de elasticidade tangente  $E_{ci}$ , calculado pela Equação 2.8.

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35417,51 \text{ MPa} = 35.417.509,79 \text{ kN/m}^2$$

Na verificação do deslocamento máximo de topo da estrutura no estado limite de serviço foi aplicado ao concreto o módulo de elasticidade secante  $E_{cs}$ , calculado através da Equação 2.10, que se relaciona com a Equação 2.11:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{40}{80} \leq 1,0 = 0,9$$

$$E_{cs} = 0,9 \cdot 35417509,79 = 31.875.758,81 \text{ kN/m}^2$$

Para a análise da estabilidade global do edifício foi considerado a não-linearidade física de maneira simplificada (Equações 2.2 e 2.4), reduzindo a rigidez dos pilares e vigas.

$$E_{viga} = 0,4 \cdot 35417509,79 = 14.167.003,92 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{pilar} = 0,8 \cdot 35417509,79 = 28.334.007,84 \text{ kN/m}^2$$

## 6.6 Modelagem da estrutura

Neste exemplo as estruturas foram simuladas no software comercial STRAP® como pórticos espaciais, que são compostos por vigas e pilares modelados como elementos de barras prismáticas, onde os pilares são engastados na fundação.

As rampas de carro localizadas em ambas as extremidades do edifício, além das caixas de escada e de elevador, foram descartadas a favor da segurança. A desconsideração desses elementos também simplificou a modelagem da estrutura no software utilizado.

O efeito de septo da laje foi definido através da ferramenta do software denominada como “Nó mestre”. Desta forma, todos os nós do pavimento são atrelados a um único deslocamento, tornando assim um pavimento rígido fictício.

As cargas permanentes das lajes foram inseridas no STRAP® como “Cargas Globais”, pois estes mesmos elementos não foram modelados neste exemplo. Já as

cargas referentes as ações do vento foram inseridas na estrutura como cargas distribuídas, onde foram aplicadas nas barras horizontais (vigas) em cada nível de pavimento, os valores destas cargas podem ser vistos nos Quadros 5.8 e 5.9, respectivamente para o vento aplicado a 0° e 90°.

**Quadro 6.8 – Carga distribuída de vento a 0°.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	F <sub>a</sub> (kN)	F <sub>a</sub> /l <sub>1</sub> (kN/m)
1º	3,82	45,80	50,63	1,11
2º	7,63	45,80	61,06	1,33
3º	11,45	45,80	68,85	1,50
4º	15,26	45,80	75,25	1,64
5º	19,08	45,80	80,77	1,76
6º	22,89	45,80	85,65	1,87
7º	26,71	45,80	90,07	1,97
8º	30,52	45,80	94,11	2,05
9º	34,34	45,80	97,86	2,14
Cobertura	38,15	45,80	76,19	1,66

Fonte: Próprio autor.

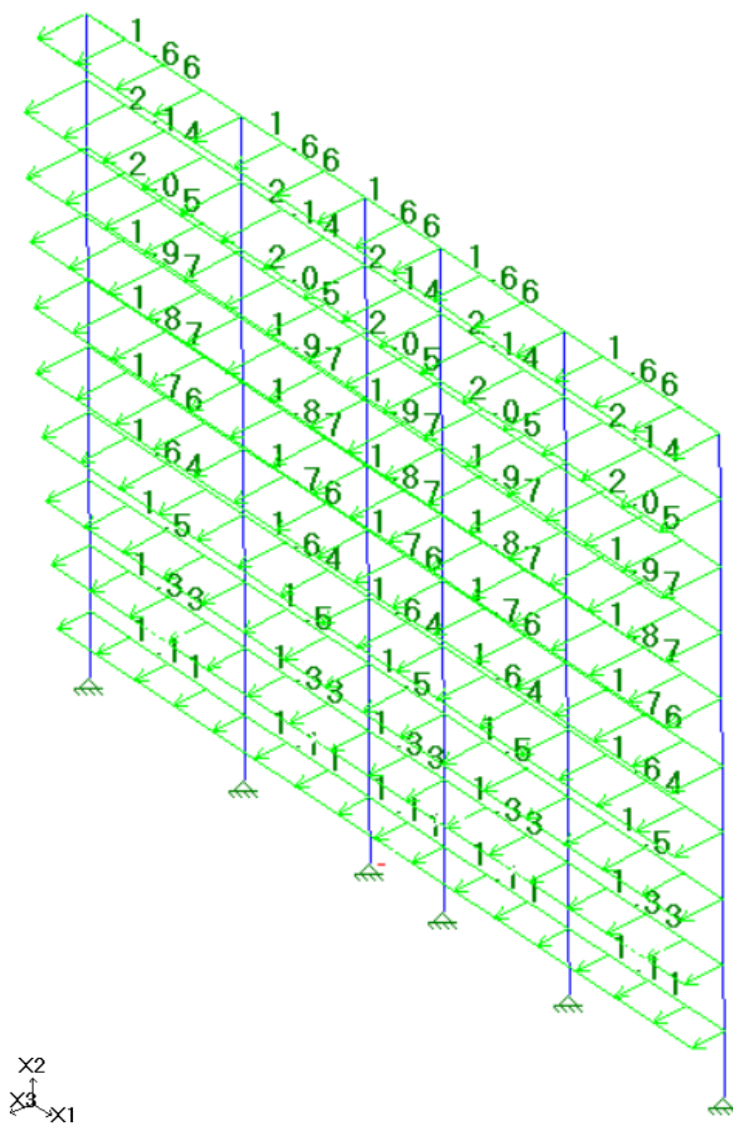
**Quadro 6.9 – Carga distribuída de vento a 90°.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	F <sub>a</sub> (kN)	F <sub>a</sub> /l <sub>1</sub> (kN/m)
1º	3,82	82,80	114,41	1,38
2º	7,63	82,80	137,99	1,67
3º	11,45	82,80	155,60	1,88
4º	15,26	82,80	170,06	2,05
5º	19,08	82,80	182,52	2,20
6º	22,89	82,80	193,56	2,34
7º	26,71	82,80	203,54	2,46
8º	30,52	82,80	212,68	2,57
9º	34,34	82,80	221,14	2,67
Cobertura	38,15	82,80	172,18	2,08

Fonte: Próprio autor.

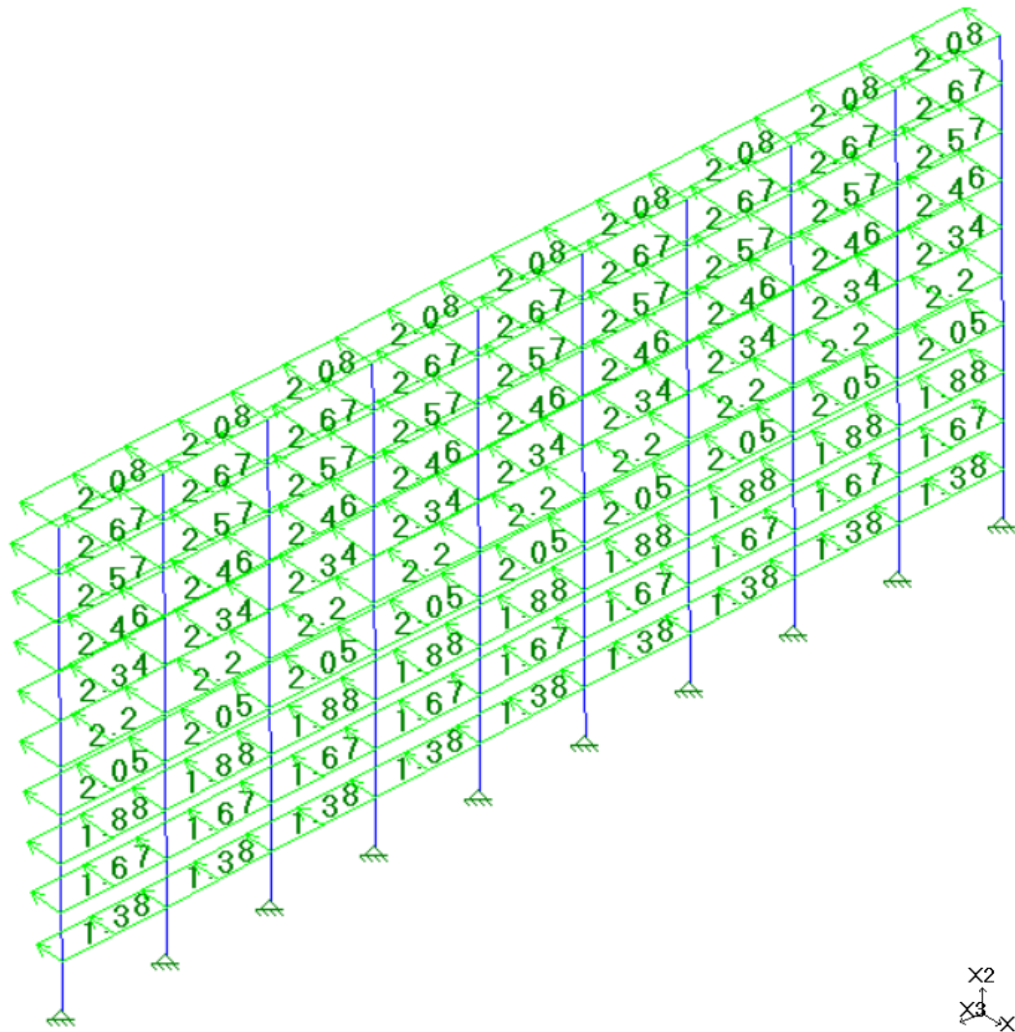
A Figura 6.4 mostra a fachada de menor dimensão submetida a uma ação distribuída de vento em cada nível de pavimento, já a Figura 6.5 mostra o mesmo esquema com o vento incidindo na fachada de maior dimensão do edifício.

Figura 6.4 – Esquema da ação do vento a 0° no edifício garagem.



Fonte: Próprio autor.

Figura 6.5 – Esquema da ação do vento a 90° no edifício garagem.



Fonte: Próprio autor.

Como as cargas de vento referentes ao nível do pavimento térreo ( $z = 0$ ) não influenciam na estabilidade global do edifício, as mesmas não foram consideradas na análise deste exemplo.

## 6.7 Edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas entre vigas e pilares

Este modelo possui o arranjo estrutural da Figura 6.6, que conta com 10 pórticos transversais com espaçamento de 9,20 m e 4 pórticos longitudinais com espaçamentos de 5,40 m e 20,20 m, sendo que os pórticos longitudinais dos eixos 3 e 4 foram considerados para resistir ação do vento a 0°, ou seja, o vento incidindo na fachada de menos dimensão.



O Quadro 6.10 apresenta os dados geométricos e físicos que foram considerados no cálculo dos coeficientes das molas ( $R$ ) que proporcionará uma restrição de 60% em todas as ligações entre vigas e pilares desta estrutura, restrição esta, adotada para resultar em um valor de  $\gamma_z$  próximo de 1,10.

Percebe-se que todas as vigas apresentam a mesma seção (40x100 cm), mas apresentam comprimentos variáveis, devido a este fato, cada viga terá um valor diferente de  $R$ .

**Quadro 6.10 – Rigidezes das molas do edifício garagem.**

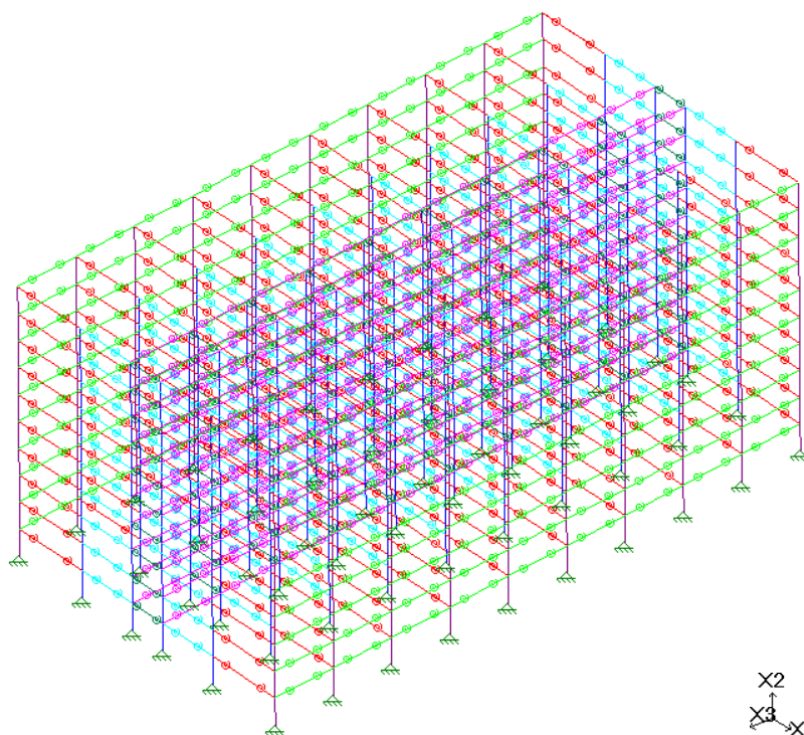
Tipologia	b (m)	h (m)	L (m)	$\alpha_R$	$E_{viga}$ (kN/m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	R (kN.m/rad)
1	0,40	1,00	9,20	0,50	14.167.003,92	0,0333	153.989,17
2	0,40	1,00	11,20	0,50	14.167.003,92	0,0333	126.491,11
3	0,40	1,00	9,00	0,50	14.167.003,92	0,0333	157.411,15
4	0,40	1,00	5,40	0,50	14.167.003,92	0,0333	262.351,92
5	0,40	1,00	9,20	0,50	14.167.003,92	0,0333	153.989,17

Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.7 representa a estrutura composta por ligações semirrígidas entre as vigas e pilares, onde as barras da cor verde claro correspondem a tipologia 1 de ligação (vigas com seção de 40x100 cm e comprimento de 9,20 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 153.989,17 kN.m/rad, as barras da cor vermelho correspondem a tipologia 2 de ligação (vigas com seção de 40x100 cm e comprimento de 11,20 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 126.491,11 kN.m/rad, as barras da cor azul turquesa correspondem a tipologia 3 de ligação (vigas com seção de 40x100 cm e comprimento de 9,00 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 157.411,15 kN.m/rad, as barras da cor verde escuro correspondem a tipologia 4 de ligação (vigas com seção de 40x100 cm e comprimento de 5,40 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 262.351,92 kN.m/rad, e as barras da cor lilás correspondem a tipologia 5 de ligação (vigas com seção de 40x100 cm e comprimento de 9,20 m) onde o coeficiente da mola ( $R$ ) é igual a 153.989,17 kN.m/rad, sendo que estas vigas foram consideradas apenas neste modelo, onde em conjunto com os pilares formam os pórticos longitudinais dos eixos 3 e 4 e fazem a função de contraventar a estrutura para o vento aplicado a 0°.



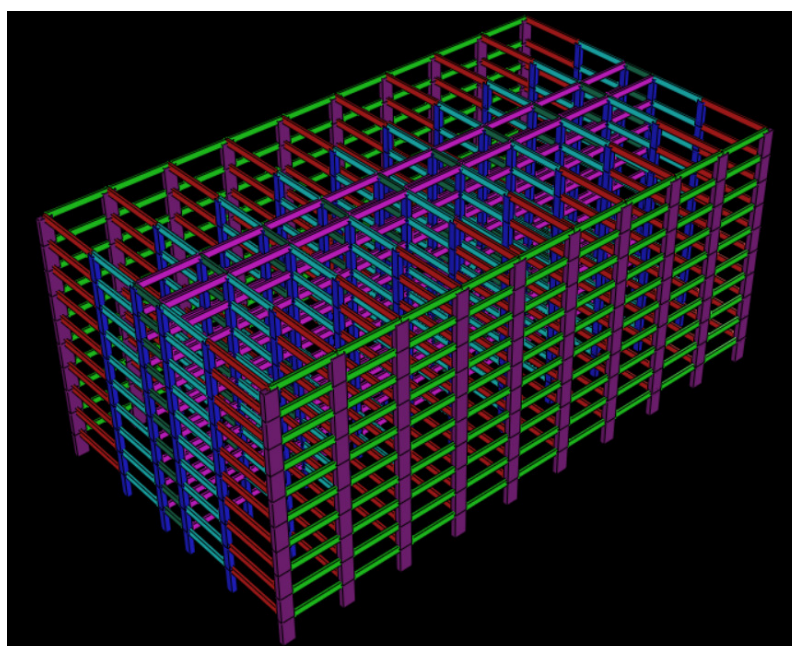
**Figura 6.7 – Pórtico espacial do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.8 representa a perspectiva renderizada da estrutura do edifício garagem contraventada por ligações semirrígidas.

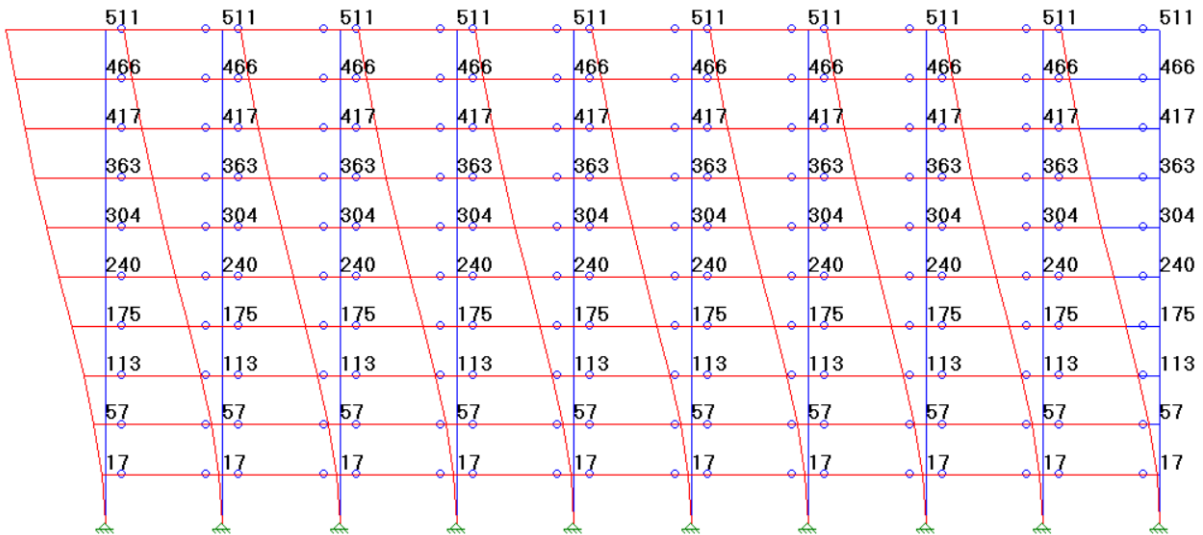
**Figura 6.8 – Perspectiva renderizada do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.**



Fonte: Próprio autor.

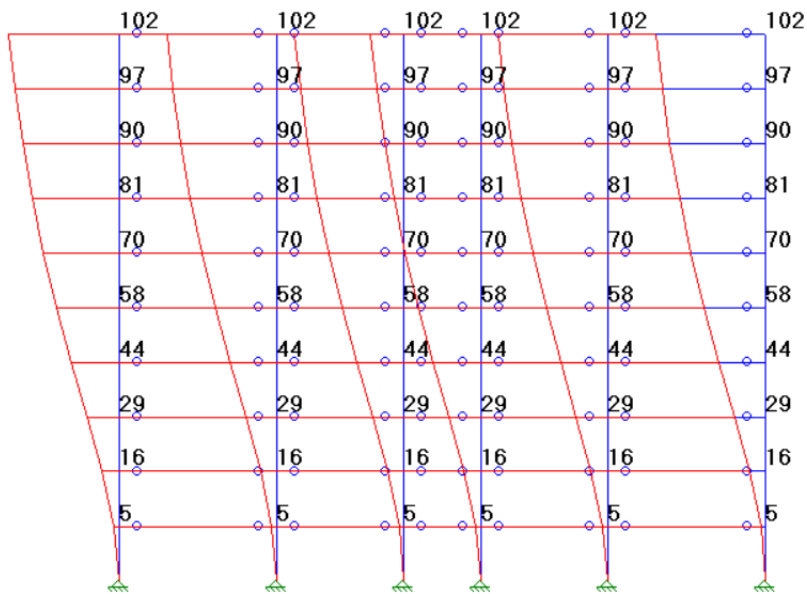
Após calcular o modelo pelo STRAP®, o mesmo gera os valores dos deslocamentos em qualquer direção. A Figura 6.9 mostra os deslocamentos na direção X3, onde o vento está sendo aplicado a 0° (Figura 6.4), já a Figura 6.10 mostra os deslocamentos na direção X1, onde o vento está sendo aplicado a 90° (Figura 6.5).

**Figura 6.9 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 0° (m.10<sup>-5</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.10 – Deslocamentos nos pórticos transversais do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 90° (m.10<sup>-4</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem para o vento a 0° e 90° (Quadros 6.11 e 6.12), e consecutivamente os valores do coeficiente  $\gamma_z$  pela Equação 2.6, e assim avaliar a estabilidade global da estrutura nas duas direções.

**Quadro 6.11 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 0°.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1ª	46.234,49	0,0002	0,60	1,40	64.728,29	0,0001	9,24
2ª	46.234,49	0,0006	0,60	1,40	64.728,29	0,0005	30,99
3ª	46.234,49	0,0011	0,60	1,40	64.728,29	0,0009	61,44
4ª	46.234,49	0,0018	0,60	1,40	64.728,29	0,0015	95,15
5ª	46.234,49	0,0024	0,60	1,40	64.728,29	0,0020	130,49
6ª	46.234,49	0,0030	0,60	1,40	64.728,29	0,0026	165,29
7ª	46.234,49	0,0036	0,60	1,40	64.728,29	0,0030	197,37
8ª	46.234,49	0,0042	0,60	1,40	64.728,29	0,0035	226,73
9ª	46.234,49	0,0047	0,60	1,40	64.728,29	0,0039	253,37
Cobertura	32.965,69	0,0051	0,60	1,40	46.151,97	0,0043	198,10
<b>Total</b>							<b>1.368,18</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.12 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas com o vento a 90°.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\Psi_0$	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1ª	46.234,49	0,0005	0,60	1,40	64.728,29	0,0004	27,19
2ª	46.234,49	0,0016	0,60	1,40	64.728,29	0,0013	86,99
3ª	46.234,49	0,0029	0,60	1,40	64.728,29	0,0024	157,68
4ª	46.234,49	0,0044	0,60	1,40	64.728,29	0,0037	239,24
5ª	46.234,49	0,0058	0,60	1,40	64.728,29	0,0049	315,36
6ª	46.234,49	0,0070	0,60	1,40	64.728,29	0,0059	380,60
7ª	46.234,49	0,0081	0,60	1,40	64.728,29	0,0068	440,41
8ª	46.234,49	0,0090	0,60	1,40	64.728,29	0,0076	489,35
9ª	46.234,49	0,0097	0,60	1,40	64.728,29	0,0081	527,41
Cobertura	32.965,69	0,0102	0,60	1,40	46.151,97	0,0086	395,43
<b>Total</b>							<b>3.059,65</b>

Fonte: Próprio autor.

Onde:

$P_g$  – Resultante vertical de carga permanente;

$P_q$  – Resultante vertical de carga acidental.

$$\gamma_{z,0^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{1368,18}{14818,23}} \cong 1,10$$

$$\gamma_{z,90^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{3059,65}{33486,62}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$  nas duas direções, pode-se considerar a estrutura como de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

De acordo com o item 11.3.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, deve-se considerar as imperfeições geométricas na verificação do estado limite último, calculadas considerando um desaprumo nos elementos verticais.

a) Desaprumo em 0°:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{38,15}} = \frac{1}{618}$$

Deve-se obedecer os seguintes limites para  $\theta_1$ :

$$\frac{1}{300} < \theta_1 < \frac{1}{200} \Rightarrow \theta_1 = \frac{1}{300}$$

Portanto:

$$\theta_a = \frac{1}{300} \cdot \sqrt{\frac{1 + (1/10)}{2}} = \frac{2}{809}$$

b) Desaprumos em 90°:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{38,15}} = \frac{1}{618}$$

Deve-se obedecer os seguintes limites para  $\theta_1$ :

$$\frac{1}{300} < \theta_1 < \frac{1}{200} \Rightarrow \theta_1 = \frac{1}{300}$$

Portanto:

$$\theta_a = \frac{1}{300} \cdot \sqrt{\frac{1 + (1/6)}{2}} = \frac{1}{393}$$

Considerando a carga por pavimento e o deslocamento da estrutura em relação à base, obtém-se um momento de 31.822,72 kN.m em 0° (Quadro 6.13) e de 32.772,87 kN.m em 90°.

**Quadro 6.13 – Consideração da imperfeição geométrica em 0° para o edifício garagem  
contraventado por ligações semirrígidas.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	2/809	0,0094	64.728,29	610,45
2º	7,63	2/809	0,0189	64.728,29	1.220,90
3º	11,45	2/809	0,0283	64.728,29	1.831,34
4º	15,26	2/809	0,0377	64.728,29	2.441,79
5º	19,08	2/809	0,0472	64.728,29	3.052,24
6º	22,89	2/809	0,0566	64.728,29	3.662,69
7º	26,71	2/809	0,0660	64.728,29	4.273,14
8º	30,52	2/809	0,0754	64.728,29	4.883,58
9º	34,34	2/809	0,0849	64.728,29	5.494,03
Cobertura	38,15	2/809	0,0943	46.151,97	4.352,56
<b>Total</b>					<b>31.822,72</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.14 – Consideração da imperfeição geométrica em 90° para o edifício garagem  
contraventado por ligações semirrígidas.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	1/393	0,0097	64.728,29	628,67
2º	7,63	1/393	0,0194	64.728,29	1.257,35
3º	11,45	1/393	0,0291	64.728,29	1.886,02
4º	15,26	1/393	0,0389	64.728,29	2.514,70
5º	19,08	1/393	0,0486	64.728,29	3.143,37
6º	22,89	1/393	0,0583	64.728,29	3.772,05
7º	26,71	1/393	0,0680	64.728,29	4.400,72
8º	30,52	1/393	0,0777	64.728,29	5.029,40
9º	34,34	1/393	0,0874	64.728,29	5.658,07
Cobertura	38,15	1/393	0,0971	46.151,97	4.482,52
<b>Total</b>					<b>32.772,87</b>

Fonte: Próprio autor.

Assim, como o momento gerado na base pelo desaprumo foi maior que o gerado pelo vento para a aplicação em 0°, pode-se considerar apenas o mais desfavorável, isto é, o momento de 31.822,72 kN.m (Quadro 6.13) gerado pelo desaprumo. Desta forma, a imperfeição geométrica global foi substituída por um conjunto de ações externas auto equilibradas equivalentes (Quadro 6.15), tornando possível a simulação deste efeito no STRAP® e a obtenção dos deslocamentos provocados por estas ações.

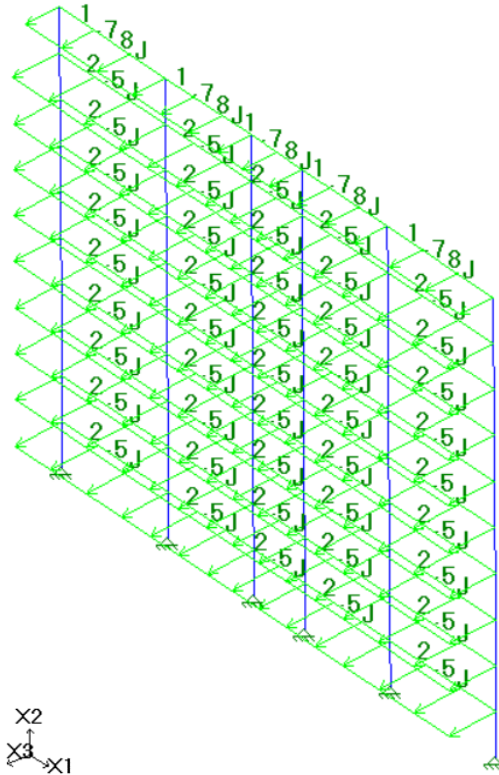
**Quadro 6.15 – Ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	θ <sub>a</sub>	V <sub>ij</sub> (kN)	ΔH <sub>i</sub> /l <sub>1</sub> (kN/m)	ΔH <sub>i</sub> (kN)
1º	3,82	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
2º	7,63	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
3º	11,45	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
4º	15,26	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
5º	19,08	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
6º	22,89	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
7º	26,71	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
8º	30,52	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
9º	34,34	45,80	2/809	46.234,49	2,50	114,29
Cobertura	38,15	45,80	2/809	32.965,69	1,78	81,49
<b>Total</b>						<b>1.125,61</b>

Fonte: Próprio autor.

Imaginando a estrutura submetida as ações distribuídas do Quadro 6.15, chega-se ao esquema da Figura 6.11.

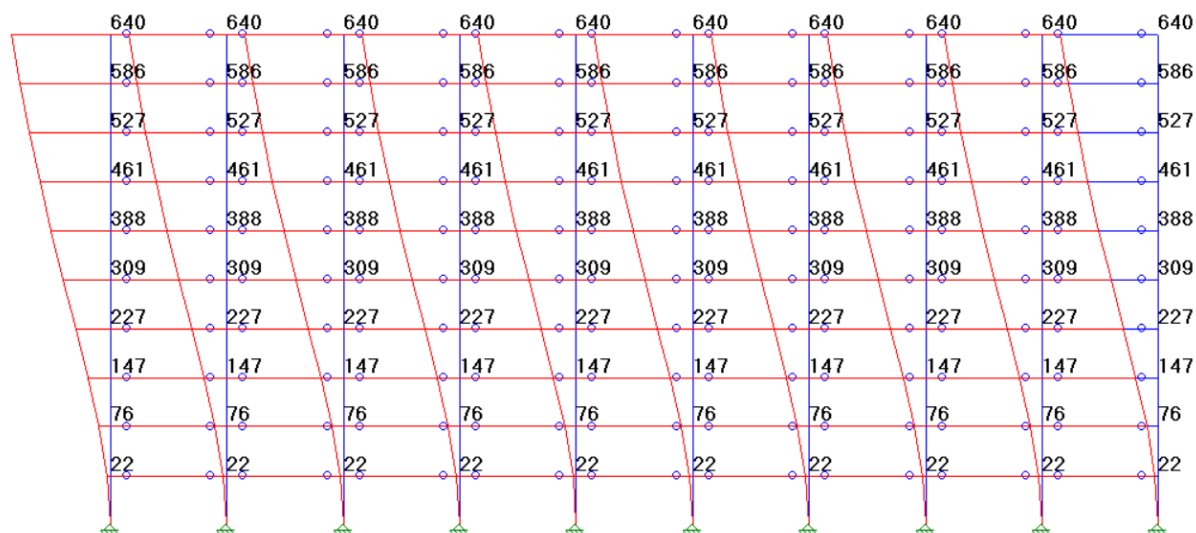
**Figura 6.11 – Esquema das ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.12 mostra os deslocamentos na direção X3, onde a imperfeição geométrica foi substituída por um conjunto de ações externas aplicadas a  $0^\circ$  (Figura 6.11).

**Figura 6.12 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas para as ações externas equivalentes em  $0^\circ$  (m.10<sup>-5</sup>)**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem para o desaprumo em  $0^\circ$  (Quadro 6.16), e consecutivamente o valor do coeficiente  $\gamma_z$  pela Equação 2.6, e assim avaliar a estabilidade global da estrutura nesta direção.

**Quadro 6.16 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas para as ações externas equivalentes em  $0^\circ$ .**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	46.234,49	0,0002	1,40	64.728,29	0,0003	19,94
2º	46.234,49	0,0008	1,40	64.728,29	0,0011	68,87
3º	46.234,49	0,0015	1,40	64.728,29	0,0021	133,21
4º	46.234,49	0,0023	1,40	64.728,29	0,0032	205,71
5º	46.234,49	0,0031	1,40	64.728,29	0,0043	280,01
6º	46.234,49	0,0039	1,40	64.728,29	0,0054	351,60
7º	46.234,49	0,0046	1,40	64.728,29	0,0065	417,76
8º	46.234,49	0,0053	1,40	64.728,29	0,0074	477,57
9º	46.234,49	0,0059	1,40	64.728,29	0,0082	531,03
Cobertura	32.965,69	0,0064	1,40	46.151,97	0,0090	413,52
<b>Total</b>						<b>2.899,22</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_{z,0^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{2899,22}{31822,72}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$  para a imperfeição geométrica em  $0^\circ$ , pode-se considerar a estrutura como de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

Após a estrutura analisada atender a condição de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados os esforços na fundação nos Quadros A.1 e A.2, localizados no Apêndice A.

## 6.8 Edifício garagem contraventado por pilares-parede

Este modelo possui o arranjo estrutural da Figura 6.13, que é bem semelhante ao modelo anterior (Figura 6.1), mas não possui os pórticos longitudinais dos eixos 3 e 4, pois neste modelo as ligações entre vigas e pilares são articuladas, desta forma, estes pórticos não teriam capacidade de contraventar a estrutura com o vento atuando a  $0^\circ$ , assim caberá aos pilares-parede P4, P7, P48 e P51 a função de contraventar a estrutura nesta direção.

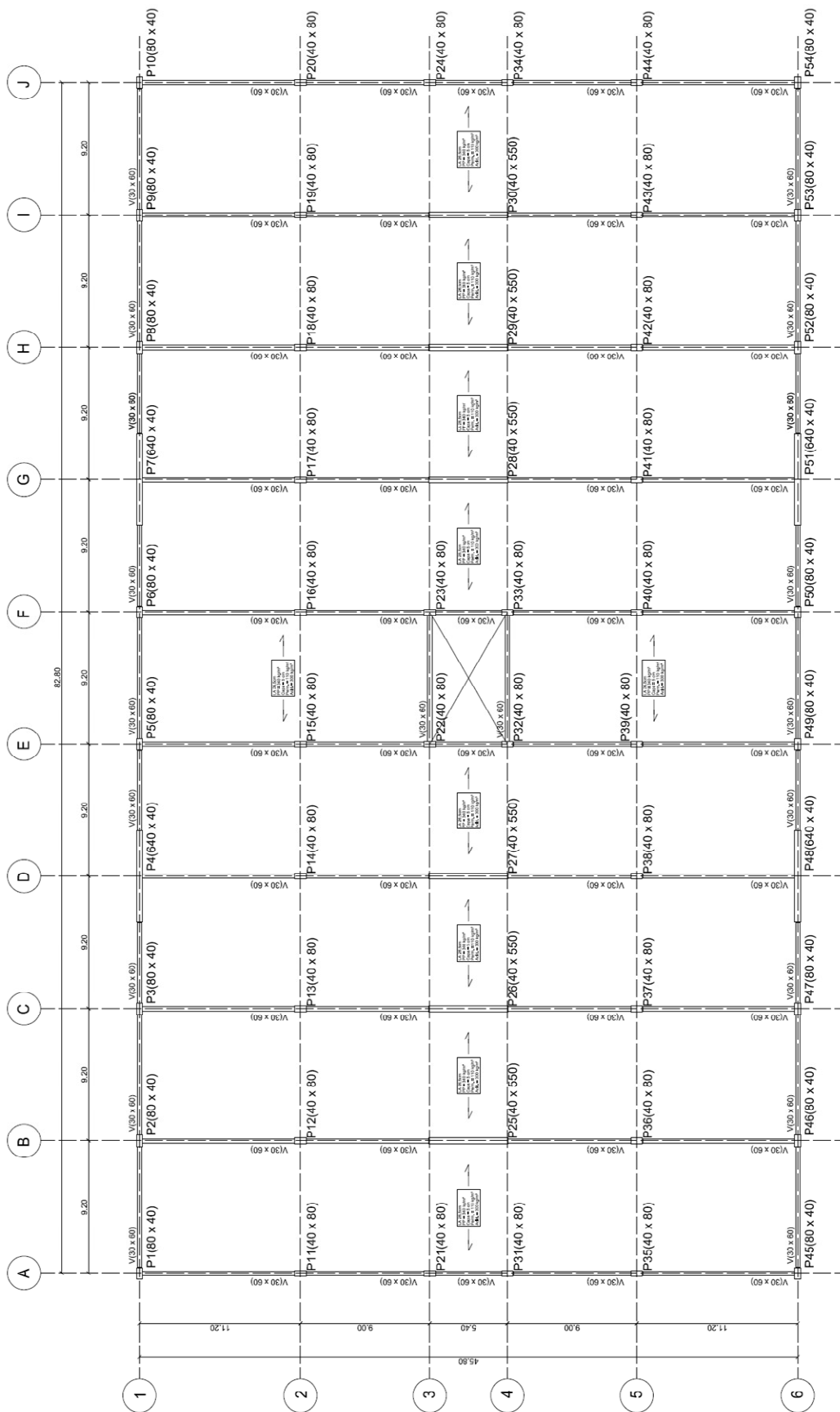
Com a arquitetura definida e uma quantidade de vagas já estabelecida, são poucas as possibilidades de locação dos pilares-parede fora as fachadas, pois afetam diretamente nas vagas e manobras do edifício garagem. Levando em conta estas considerações, a única possibilidade de contraventar a estrutura com o vento atuando a  $90^\circ$  foi locar os pilares-parede entre os eixos 3 e 4, onde no modelo anterior haviam dois pilares em cada pórtico transversal foi substituído por pilares-parede, são eles os pilares P25, P26, P27, P28, P29 e P30. Desta forma o edifício garagem permaneceu com o mesmo número de vagas estabelecido pela arquitetura.

**Quadro 6.17 – Dados geométricos das seções dos pilares-parede.**

Pilar-parede	a (cm)	b (cm)	b/a
P4	40	640	16
P7	40	640	16
P25	40	550	14
P26	40	550	14
P27	40	550	14
P28	40	550	14
P29	40	550	14
P30	40	550	14
P48	40	640	16
P51	40	640	16



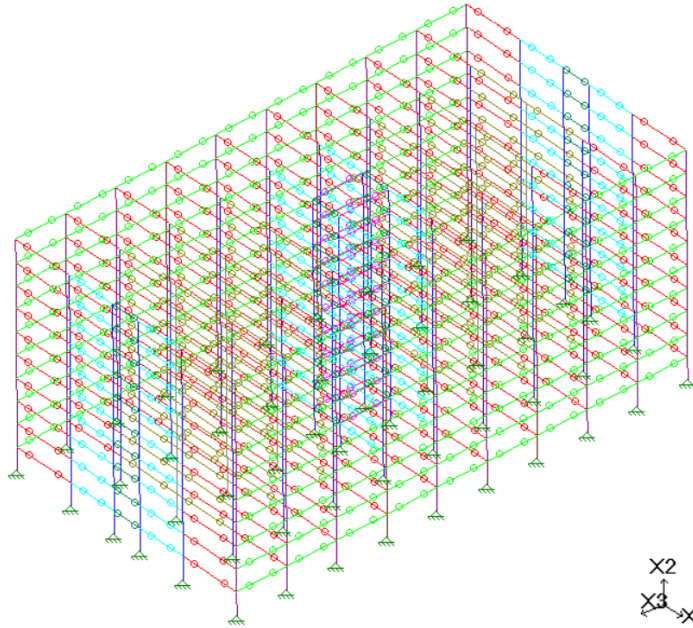
Figura 6.13 – Planta de fôrma do edifício garagem contraventado por pilares-parede.



Fonte: Próprio autor.

A Figura 5.14 representa a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde as barras verticais da cor cinza correspondem aos pilares-parede de seção 40x550 cm e as barras verticais da cor bordô correspondem aos pilares-parede de seção 640x40 cm.

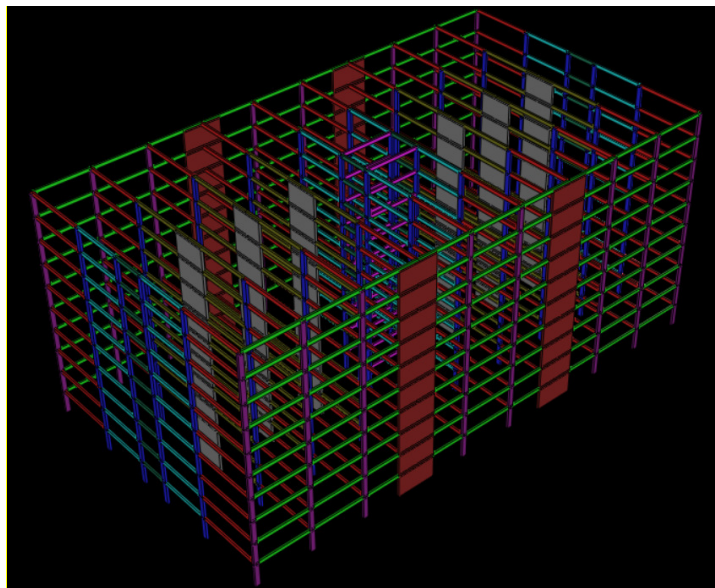
**Figura 6.14 – Pórtico espacial do edifício garagem contraventado por pilares-parede.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.15 representa a perspectiva renderizada da estrutura do edifício garagem contraventada por pilares-parede.

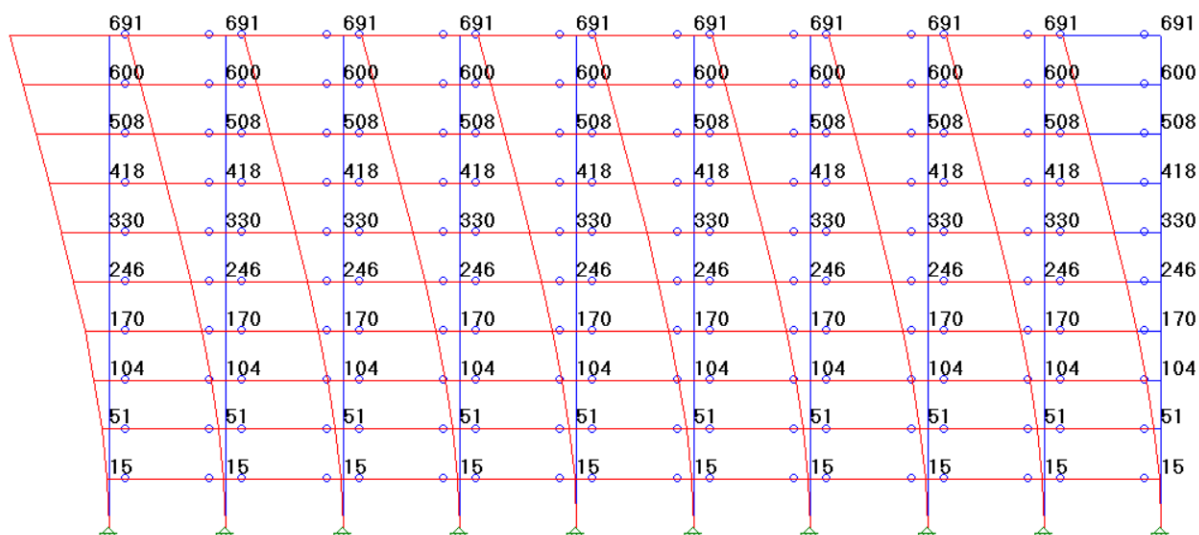
**Figura 6.15 – Perspectiva renderizada do edifício garagem contraventado por pilares-parede.**



Fonte: Próprio autor.

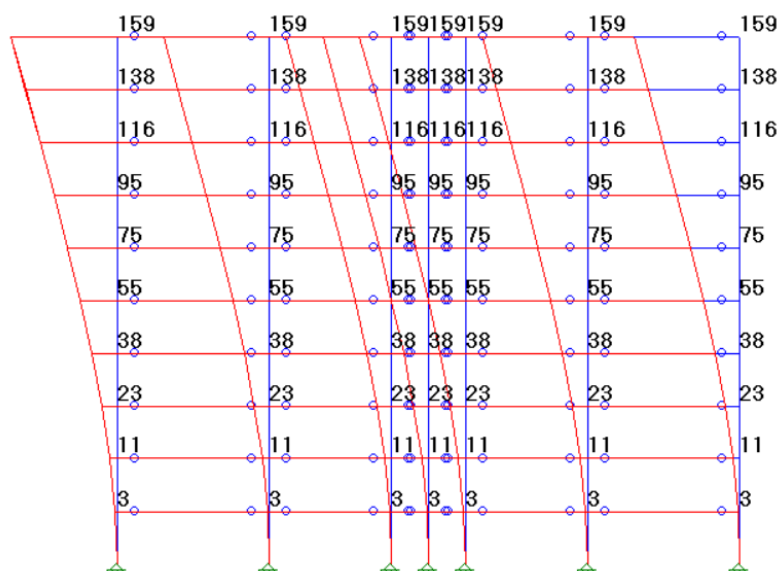
Após calcular o modelo pelo STRAP®, o mesmo gera os valores dos deslocamentos em qualquer direção. A Figura 6.16 mostra os deslocamentos na direção X3, onde o vento está sendo aplicado a 0° (Figura 6.4), já a Figura 6.17 mostra os deslocamentos na direção X1, onde o vento está sendo aplicado a 90° (Figura 6.5).

**Figura 6.16 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 0° (m.10<sup>-5</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.17 – Deslocamentos nos pórticos transversais do edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 90° (m.10<sup>-4</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem para o vento a 0° e 90° (Quadros 6.18 e 6.19), e consecutivamente os valores do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 6.18 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 0°.**

Pavimento	P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> (kN)	δ <sub>hki</sub> (m)	Ψ <sub>0</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>f</sub> .(P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> ) (kN)	δ <sub>hi</sub> (m)	ΔM <sub>tot,d</sub> (kN.m)
1º	38.547,49	0,0002	0,60	1,40	53.966,49	0,0001	6,80
2º	38.547,49	0,0005	0,60	1,40	53.966,49	0,0004	23,12
3º	38.547,49	0,0010	0,60	1,40	53.966,49	0,0009	47,15
4º	38.547,49	0,0017	0,60	1,40	53.966,49	0,0014	77,06
5º	38.547,49	0,0025	0,60	1,40	53.966,49	0,0021	111,52
6º	38.547,49	0,0033	0,60	1,40	53.966,49	0,0028	149,60
7º	38.547,49	0,0042	0,60	1,40	53.966,49	0,0035	189,49
8º	38.547,49	0,0051	0,60	1,40	53.966,49	0,0043	230,29
9º	38.547,49	0,0060	0,60	1,40	53.966,49	0,0050	271,99
Cobertura	27.962,69	0,0069	0,60	1,40	39.147,77	0,0058	227,23
<b>Total</b>							<b>1.334,23</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.19 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pilares-parede com o vento a 90°.**

Pavimento	P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> (kN)	δ <sub>hki</sub> (m)	Ψ <sub>0</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>f</sub> .(P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> ) (kN)	δ <sub>hi</sub> (m)	ΔM <sub>tot,d</sub> (kN.m)
1º	38.547,49	0,0003	0,60	1,40	53.966,49	0,0003	13,60
2º	38.547,49	0,0011	0,60	1,40	53.966,49	0,0009	49,87
3º	38.547,49	0,0023	0,60	1,40	53.966,49	0,0019	104,26
4º	38.547,49	0,0038	0,60	1,40	53.966,49	0,0032	172,26
5º	38.547,49	0,0055	0,60	1,40	53.966,49	0,0046	249,33
6º	38.547,49	0,0075	0,60	1,40	53.966,49	0,0063	339,99
7º	38.547,49	0,0095	0,60	1,40	53.966,49	0,0080	430,65
8º	38.547,49	0,0116	0,60	1,40	53.966,49	0,0097	525,85
9º	38.547,49	0,0138	0,60	1,40	53.966,49	0,0116	625,58
Cobertura	27.962,69	0,0159	0,60	1,40	39.147,77	0,0134	522,86
<b>Total</b>							<b>3.034,24</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_{z,0^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{1334,23}{14818,23}} \cong 1,10$$

$$\gamma_{z,90^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{3034,24}{33486,62}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$  nas duas direções, pode-se considerar a estrutura como de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais nas duas direções (Quadros 6.20 e 6.21).

**Quadro 6.20 – Consideração da imperfeição geométrica em 0° para o edifício garagem contraventado por pilares-parede.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	2/809	0,0094	53.966,49	508,95
2º	7,63	2/809	0,0189	53.966,49	1.017,91
3º	11,45	2/809	0,0283	53.966,49	1.526,86
4º	15,26	2/809	0,0377	53.966,49	2.035,82
5º	19,08	2/809	0,0472	53.966,49	2.544,77
6º	22,89	2/809	0,0566	53.966,49	3.053,73
7º	26,71	2/809	0,0660	53.966,49	3.562,68
8º	30,52	2/809	0,0754	53.966,49	4.071,63
9º	34,34	2/809	0,0849	53.966,49	4.580,59
Cobertura	38,15	2/809	0,0943	39.147,77	3.692,00
<b>Total</b>					<b>26.594,94</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.21 – Consideração da imperfeição geométrica em 90° para o edifício garagem contraventado por pilares-parede.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	1/393	0,0097	53.966,49	524,15
2º	7,63	1/393	0,0194	53.966,49	1.048,30
3º	11,45	1/393	0,0291	53.966,49	1.572,45
4º	15,26	1/393	0,0389	53.966,49	2.096,60
5º	19,08	1/393	0,0486	53.966,49	2.620,75
6º	22,89	1/393	0,0583	53.966,49	3.144,90
7º	26,71	1/393	0,0680	53.966,49	3.669,05
8º	30,52	1/393	0,0777	53.966,49	4.193,20
9º	34,34	1/393	0,0874	53.966,49	4.717,35
Cobertura	38,15	1/393	0,0971	39.147,77	3.802,23
<b>Total</b>					<b>27.389,00</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pelo desaprumo foi maior que o gerado pelo vento para a aplicação em 0°, pode-se considerar apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 26.594,94 kN.m (Quadro 6.20) gerado pelo desaprumo. Desta

forma, a imperfeição geométrica global foi substituída por um conjunto de ações externas equivalentes (Quadro 6.22) e incluída no modelo criado no software.

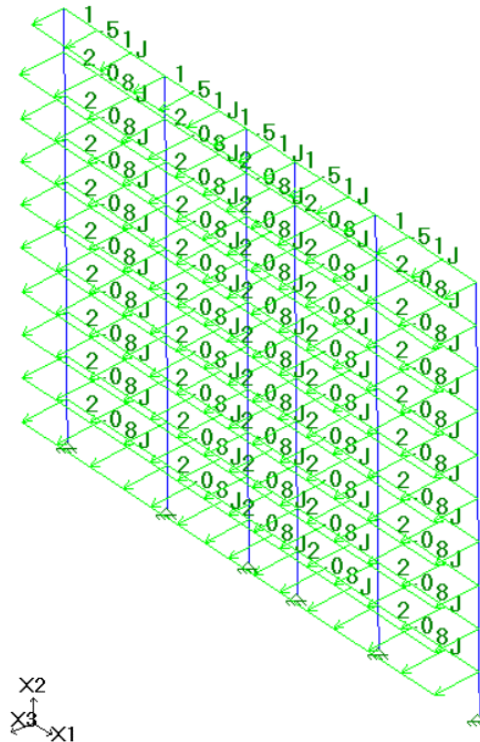
**Quadro 6.22 – Ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pilares-parede.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	θ <sub>a</sub>	V <sub>ij</sub> (kN)	ΔH <sub>i</sub> /l <sub>1</sub> (kN/m)	ΔH <sub>i</sub> (kN)
1º	3,82	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
2º	7,63	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
3º	11,45	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
4º	15,26	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
5º	19,08	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
6º	22,89	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
7º	26,71	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
8º	30,52	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
9º	34,34	45,80	2/809	38.547,49	2,08	95,29
Cobertura	38,15	45,80	2/809	27.962,69	1,51	69,13
<b>Total</b>						<b>935,60</b>

Fonte: Próprio autor.

Submetendo as ações distribuídas do Quadro 6.22 na estrutura, chega-se ao esquema da Figura 6.18.

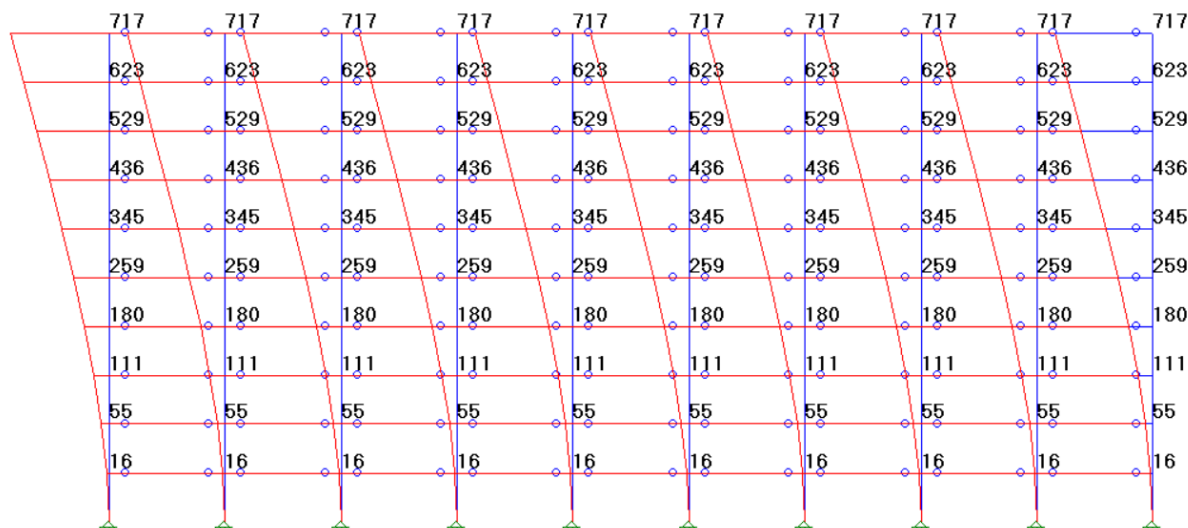
**Figura 6.18 – Esquema das ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pilares-parede.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.19 mostra os deslocamentos na direção X3, onde a imperfeição geométrica foi substituída por um conjunto de ações externas aplicadas a 0° (Figura 6.18).

**Figura 6.19 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pilares-parede para as ações externas equivalentes em 0° (m.10<sup>-5</sup>)**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem para o desaprumo em 0° (Quadro 6.23), e consecutivamente o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 6.23 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pilares-parede para as ações externas equivalentes em 0°.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	38.547,49	0,0002	1,40	53.966,49	0,0002	12,09
2º	38.547,49	0,0006	1,40	53.966,49	0,0008	41,55
3º	38.547,49	0,0011	1,40	53.966,49	0,0016	83,86
4º	38.547,49	0,0018	1,40	53.966,49	0,0025	136,00
5º	38.547,49	0,0026	1,40	53.966,49	0,0036	195,68
6º	38.547,49	0,0035	1,40	53.966,49	0,0048	260,66
7º	38.547,49	0,0044	1,40	53.966,49	0,0061	329,41
8º	38.547,49	0,0053	1,40	53.966,49	0,0074	399,68
9º	38.547,49	0,0062	1,40	53.966,49	0,0087	470,70
Cobertura	27.962,69	0,0072	1,40	39.147,77	0,0100	392,97
<b>Total</b>						<b>2.322,59</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_{z,0^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{2322,59}{26594,94}} \cong 1,10$$

Devido a estrutura analisada atender as condições de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados os esforços na fundação no Apêndice A (Quadros A.3 e A.4).

## 6.9 Edifício garagem contraventado por pórticos treliçados

Este modelo possui o arranjo estrutural da Figura 6.20 considerando os pórticos contraventados por perfis metálicos na configuração de travamento em duas diagonais. Foi considerado o perfil I 10"x52,1 mm para as diagonais (existente na tabela de perfis do STRAP®), com módulo de elasticidade ( $E$ ) de 205.000.000,00 kN/m<sup>2</sup> referente ao aço. A consideração deste perfil foi por tentativas, até encontrar o perfil que resultasse em um valor de  $\gamma_z$  próximo de 1,10.

Os pórticos que contraventam a estrutura do edifício quando o vento incide a 0°, ou seja, os pórticos longitudinais, não apresentaram nenhum empecilho funcional em sua locação, pois os mesmos foram locados nas fachadas, neste caso, tiveram influência apenas na arquitetura da fachada do edifício.

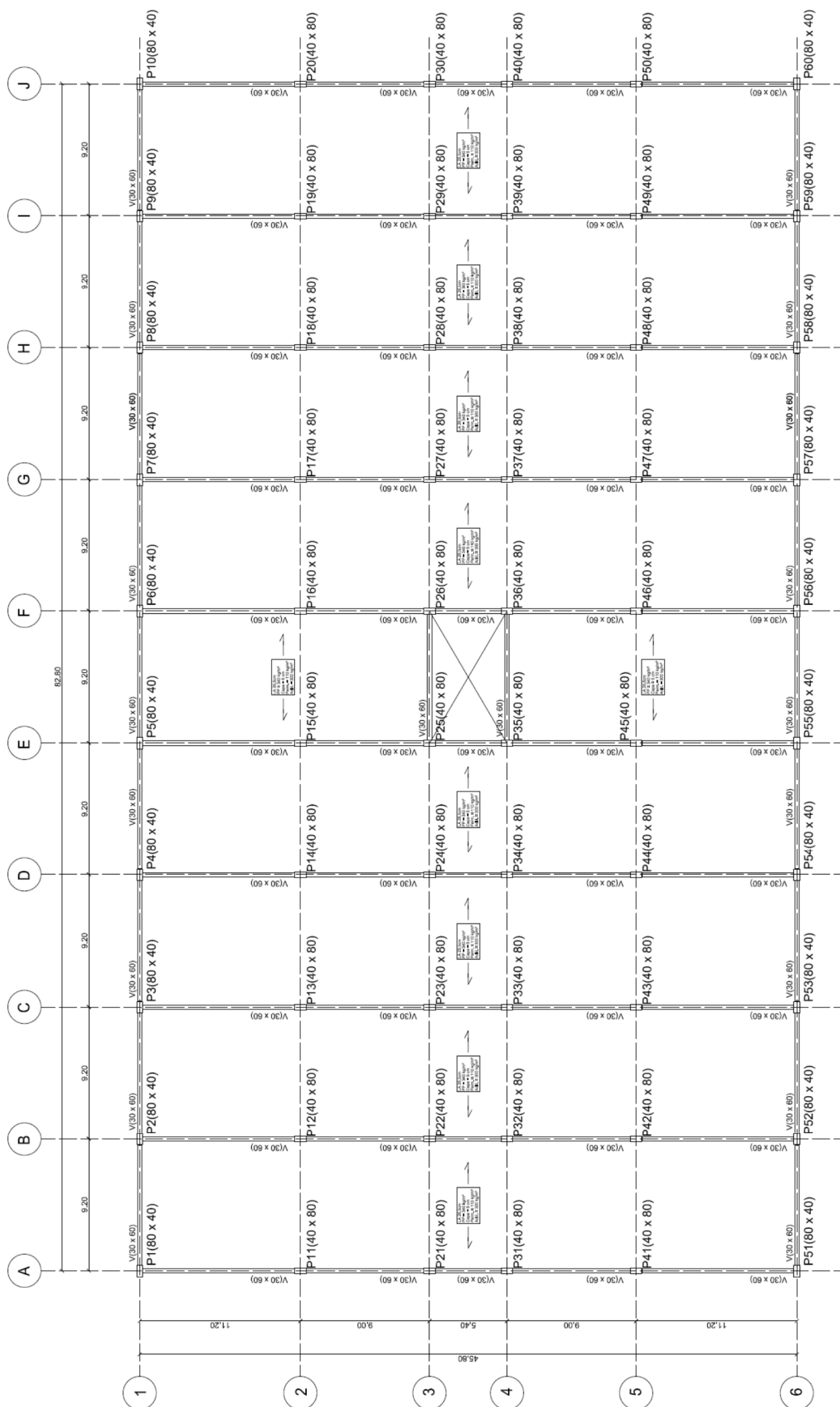
No caso dos pórticos transversais, que são os responsáveis por resistir aos esforços de vento aplicados a 90°, os contraventamentos foram locados entre os eixos 3 e 4, pois era a única configuração onde não interferia nas posições das vagas e no espaço para manobra.

Como neste sistema as rigidezes dos pórticos foram reduzidas, devido as articulações das ligações, as vigas que formavam os pórticos longitudinais dos eixos 3 e 4 presentes no modelo contraventado por ligações semirrígidas também foram excluídas, pois já não influenciavam mais na estabilização da estrutura.

Em comparação com o modelo de pórticos com ligações semirrígidas entre vigas e pilares, os elementos que compõe os pórticos deste modelo também sofreram reduções em suas rigidezes, sendo que os pilares passaram a ter dimensões de 40x80 cm e as vigas dimensões de 30x60 cm.



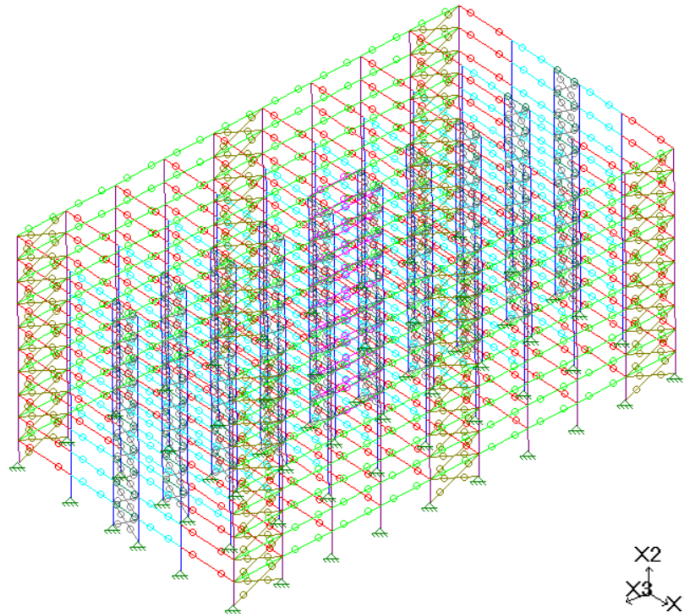
Figura 6.20 – Planta de fôrma do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.



Fonte: Próprio autor.

A Figura 5.21 representa a estrutura composta por ligações articuladas entre as vigas e pilares, onde as barras transversais da cor cinza correspondem aos perfis metálicos que contraventam a estrutura a  $90^\circ$  e as barras transversais da cor bege correspondem aos perfis metálicos que contraventam a estrutura a  $0^\circ$ .

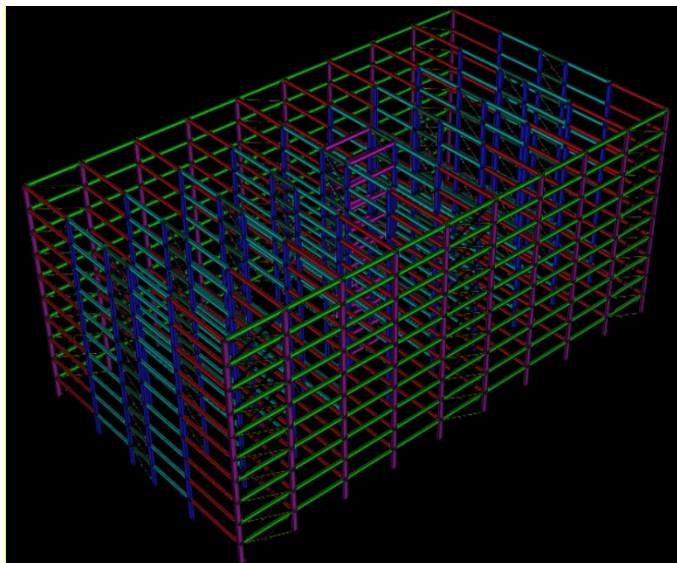
**Figura 6.21 – Pórtico espacial do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.15 representa a perspectiva renderizada da estrutura do edifício garagem contraventada por pórticos treliçados.

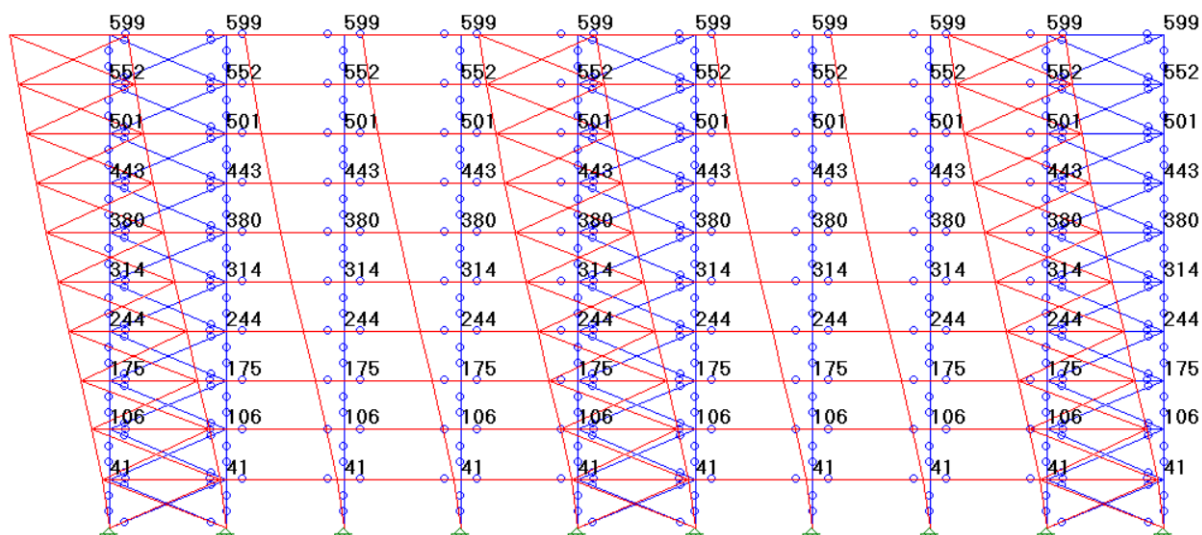
**Figura 6.22 – Perspectiva renderizada do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**



Fonte: Próprio autor.

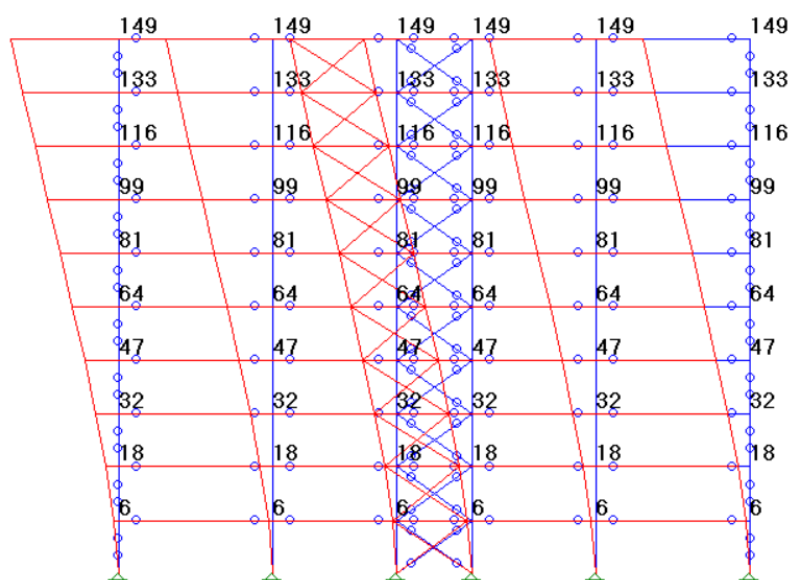
Após calcular o modelo pelo STRAP®, o mesmo gera os valores dos deslocamentos em qualquer direção. A Figura 6.23 mostra os deslocamentos na direção X3, onde o vento está sendo aplicado a 0° (Figura 6.4), já a Figura 6.17 mostra os deslocamentos na direção X1, onde o vento está sendo aplicado a 90° (Figura 6.5).

**Figura 6.23 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 0° (m.10<sup>-5</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.24 – Deslocamentos nos pórticos transversais do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 90° (m.10<sup>-4</sup>).**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem para o vento a 0° e 90° (Quadros 6.24 e 6.25), e consecutivamente os valores do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 6.24 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 0°.**

Pavimento	P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> (kN)	δ <sub>hki</sub> (m)	Ψ <sub>0</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>f</sub> ·(P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> ) (kN)	δ <sub>hi</sub> (m)	ΔM <sub>tot,d</sub> (kN.m)
1º	36.937,36	0,0004	0,60	1,40	51.712,30	0,0003	17,81
2º	36.937,36	0,0011	0,60	1,40	51.712,30	0,0009	46,04
3º	36.937,36	0,0018	0,60	1,40	51.712,30	0,0015	76,02
4º	36.937,36	0,0024	0,60	1,40	51.712,30	0,0020	105,99
5º	36.937,36	0,0031	0,60	1,40	51.712,30	0,0026	136,40
6º	36.937,36	0,0038	0,60	1,40	51.712,30	0,0032	165,07
7º	36.937,36	0,0044	0,60	1,40	51.712,30	0,0037	192,43
8º	36.937,36	0,0050	0,60	1,40	51.712,30	0,0042	217,63
9º	36.937,36	0,0055	0,60	1,40	51.712,30	0,0046	239,78
Cobertura	27.962,69	0,0060	0,60	1,40	39.147,77	0,0050	196,98
<b>Total</b>							<b>1.394,14</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.25 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados com o vento a 90°.**

Pavimento	P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> (kN)	δ <sub>hki</sub> (m)	Ψ <sub>0</sub>	γ <sub>f</sub>	γ <sub>f</sub> ·(P <sub>gi</sub> + P <sub>qi</sub> ) (kN)	δ <sub>hi</sub> (m)	ΔM <sub>tot,d</sub> (kN.m)
1º	36.937,36	0,0006	0,60	1,40	51.712,30	0,0005	26,06
2º	36.937,36	0,0018	0,60	1,40	51.712,30	0,0015	78,19
3º	36.937,36	0,0032	0,60	1,40	51.712,30	0,0027	139,00
4º	36.937,36	0,0047	0,60	1,40	51.712,30	0,0039	204,16
5º	36.937,36	0,0064	0,60	1,40	51.712,30	0,0054	278,01
6º	36.937,36	0,0081	0,60	1,40	51.712,30	0,0068	351,85
7º	36.937,36	0,0099	0,60	1,40	51.712,30	0,0083	430,04
8º	36.937,36	0,0116	0,60	1,40	51.712,30	0,0097	503,88
9º	36.937,36	0,0133	0,60	1,40	51.712,30	0,0112	577,73
Cobertura	27.962,69	0,0149	0,60	1,40	39.147,77	0,0125	489,97
<b>Total</b>							<b>3.078,90</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_{z,0^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{1394,14}{14818,23}} \cong 1,10$$

$$\gamma_{z,90^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{3078,24}{33486,62}} \cong 1,10$$

Como a estrutura em questão atende a condição  $\gamma_z \leq 1,10$  nas duas direções, pode-se considerar a estrutura como de nós fixos, dispensando-se os efeitos de 2ª ordem globais.

Também deve-se verificar os momentos gerados pelas imperfeições geométricas globais nas duas direções (Quadros 6.26 e 6.27).

**Quadro 6.26 – Consideração da imperfeição geométrica em 0° para o edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	2/809	0,0094	51.712,30	487,70
2º	7,63	2/809	0,0189	51.712,30	975,39
3º	11,45	2/809	0,0283	51.712,30	1.463,09
4º	15,26	2/809	0,0377	51.712,30	1.950,78
5º	19,08	2/809	0,0472	51.712,30	2.438,48
6º	22,89	2/809	0,0566	51.712,30	2.926,17
7º	26,71	2/809	0,0660	51.712,30	3.413,87
8º	30,52	2/809	0,0754	51.712,30	3.901,56
9º	34,34	2/809	0,0849	51.712,30	4.389,26
Cobertura	38,15	2/809	0,0943	39.147,77	3.692,00
<b>Total</b>					<b>25.638,29</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro 6.27 – Consideração da imperfeição geométrica em 90° para o edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**

Pavimento	z (m)	$\theta_a$	$\delta_{hi}$ (m)	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	3,82	1/393	0,0097	51.712,30	502,26
2º	7,63	1/393	0,0194	51.712,30	1.004,51
3º	11,45	1/393	0,0291	51.712,30	1.506,77
4º	15,26	1/393	0,0389	51.712,30	2.009,03
5º	19,08	1/393	0,0486	51.712,30	2.511,28
6º	22,89	1/393	0,0583	51.712,30	3.013,54
7º	26,71	1/393	0,0680	51.712,30	3.515,80
8º	30,52	1/393	0,0777	51.712,30	4.018,05
9º	34,34	1/393	0,0874	51.712,30	4.520,31
Cobertura	38,15	1/393	0,0971	39.147,77	3.802,23
<b>Total</b>					<b>26.403,78</b>

Fonte: Próprio autor.

Como o momento gerado na base pelo desaprumo foi maior que o gerado pelo vento para a aplicação em 0°, pode-se considerar apenas o mais desfavorável, ou seja, o momento de 25.638,29 kN.m (Quadro 6.26) gerado pelo desaprumo. Desta

forma, a imperfeição geométrica global foi substituída por um conjunto de ações externas equivalentes (Quadro 6.28) e incluída no modelo criado no software.

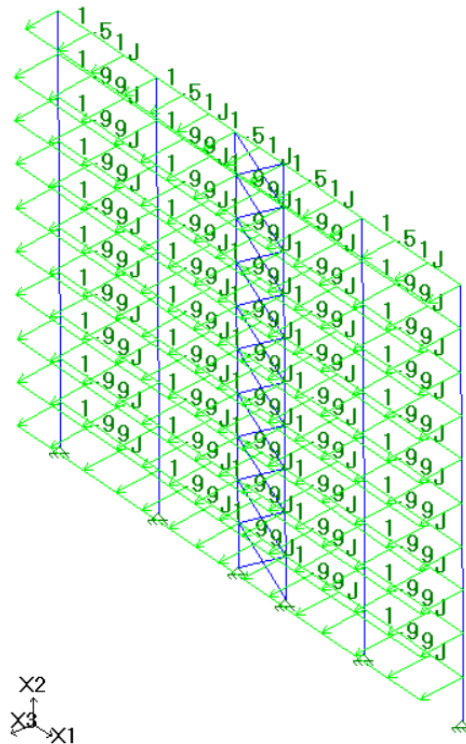
**Quadro 6.28 – Ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	θ <sub>a</sub>	V <sub>ij</sub> (kN)	ΔH <sub>i</sub> /l <sub>1</sub> (kN/m)	ΔH <sub>i</sub> (kN)
1º	3,82	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
2º	7,63	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
3º	11,45	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
4º	15,26	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
5º	19,08	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
6º	22,89	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
7º	26,71	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
8º	30,52	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
9º	34,34	45,80	2/809	36.937,36	1,99	91,31
Cobertura	38,15	45,80	2/809	27.962,69	1,51	69,13
<b>Total</b>						<b>895,78</b>

Fonte: Próprio autor.

Submetendo as ações distribuídas do Quadro 6.28 na estrutura, chega-se ao esquema da Figura 6.25.

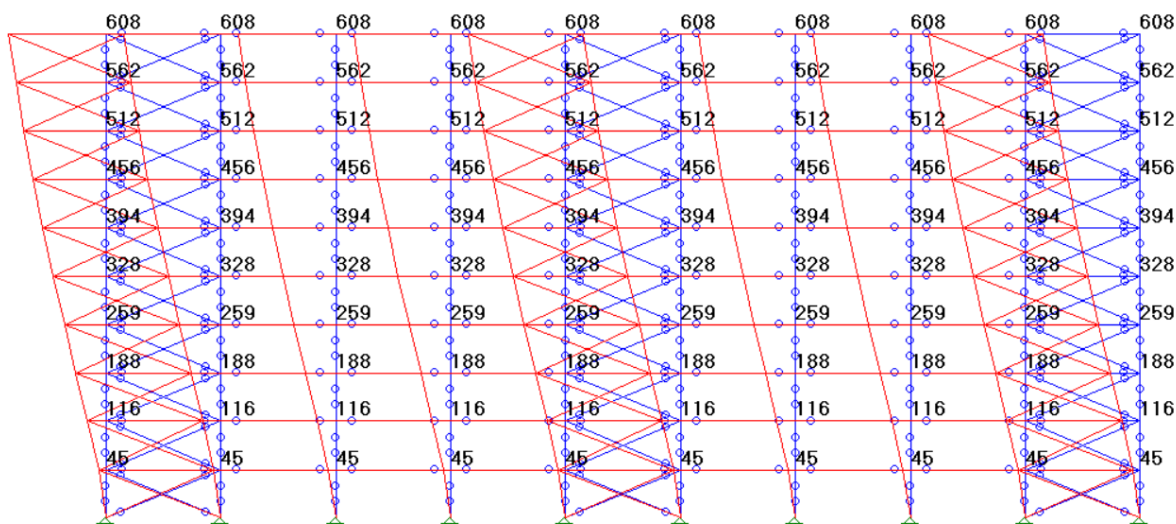
**Figura 6.25 – Esquema das ações externas equivalentes em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**



Fonte: Próprio autor.

A Figura 6.26 mostra os deslocamentos na direção X3, onde a imperfeição geométrica substituída por um conjunto de ações externas aplicadas a 0° (Figura 6.25).

**Figura 6.26 – Deslocamentos nos pórticos longitudinais do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para as ações externas equivalentes em 0° (m.10<sup>-5</sup>)**



Fonte: Próprio autor.

Após determinar todos os parâmetros necessários é possível calcular os momentos de 2ª ordem para o desaprumo em 0° (Quadro 6.29), e consecutivamente o valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

**Quadro 6.29 – Momento de 2ª ordem no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para as ações externas equivalentes em 0°.**

Pavimento	$P_{gi} + P_{qi}$ (kN)	$\delta_{hki}$ (m)	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot (P_{gi} + P_{qi})$ (kN)	$\delta_{hi}$ (m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1º	36.937,36	0,0005	1,40	51.712,30	0,0006	32,58
2º	36.937,36	0,0012	1,40	51.712,30	0,0016	83,98
3º	36.937,36	0,0019	1,40	51.712,30	0,0026	136,11
4º	36.937,36	0,0026	1,40	51.712,30	0,0036	187,51
5º	36.937,36	0,0033	1,40	51.712,30	0,0046	237,46
6º	36.937,36	0,0039	1,40	51.712,30	0,0055	285,25
7º	36.937,36	0,0046	1,40	51.712,30	0,0064	330,13
8º	36.937,36	0,0051	1,40	51.712,30	0,0072	370,67
9º	36.937,36	0,0056	1,40	51.712,30	0,0079	406,87
Cobertura	27.962,69	0,0061	1,40	39.147,77	0,0085	333,23
<b>Total</b>						<b>2.403,79</b>

Fonte: Próprio autor.

$$\gamma_{z,0^\circ} = \frac{1}{1 - \frac{2403,79}{25638,29}} \cong 1,10$$

Devido a estrutura analisada atender as condições de dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem, são apresentados os esforços na fundação no Apêndice A (Quadros A.5 e A.6).

## 6.10 Resultados

O Quadro 5.30 apresenta o comparativo dos resultados dos modelos obtidos no estado limite último, considerando o vento como carga variável secundária.

**Quadro 6.30 – Resultados do edifício garagem no ELU.**

	Vento a 0°			Vento a 90°		
	Ligação semirrígida	Pilar-parede	Pórtico treliçado	Ligação semirrígida	Pilar-parede	Pórtico treliçado
$\nu_z$	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
$\delta_{max}$ (cm)	0,90	1,00	0,85	0,86	1,34	1,25
$\Sigma Fx_1$ (kN)	0,00	0,00	0,00	1.481,46	1.481,46	1.481,45
$\Sigma Fx_2$ (kN)	637.468,12	529.856,83	507.309,03	637.468,12	529.856,83	507.309,02
$\Sigma Fx_3$ (kN)	-1.556,83	-1.297,16	-1.245,22	0,00	0,01	0,00
$\Sigma Mx_1$ (kN.m)	-14.755,56	-26.565,75	-1.816,32	0,00	24,21	0,00
$\Sigma Mx_2$ (kN.m)	0,00	0,00	-0,03	0,00	-0,41	0,00
$\Sigma Mx_3$ (kN.m)	-43,47	0,53	-100,91	-9.838,22	-33.488,31	-2.247,33
Concreto (m³)	5.659,43	2.584,86	1.888,05	5.659,43	2.584,86	1.888,05

Fonte: Próprio autor.

O Quadro 5.31 e a Figura 6.27 apresentam os comparativos dos deslocamentos em 0° para o estado limite de serviço.

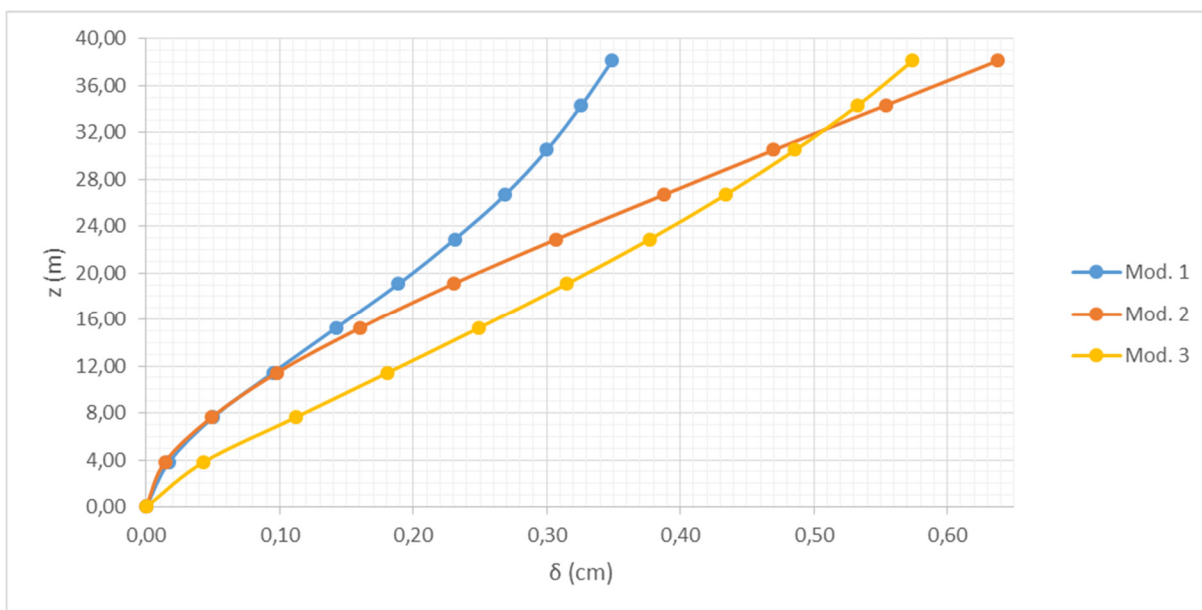
**Quadro 6.31 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem para o ELS.**

Pavimento	z (m)	Mod. 1	Mod. 2	Mod. 3
		$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00
1º	3,82	0,02	0,01	0,04
2º	7,63	0,05	0,05	0,11
3º	11,45	0,10	0,10	0,18
4º	15,26	0,14	0,16	0,25
5º	19,08	0,19	0,23	0,32
6º	22,89	0,23	0,31	0,38
7º	26,71	0,27	0,39	0,43
8º	30,52	0,30	0,47	0,49
9º	34,34	0,33	0,55	0,53
Cobertura	38,15	0,35	0,64	0,57

Fonte: Próprio autor.



**Figura 6.27 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem para o ELS.**



Fonte: Próprio autor.

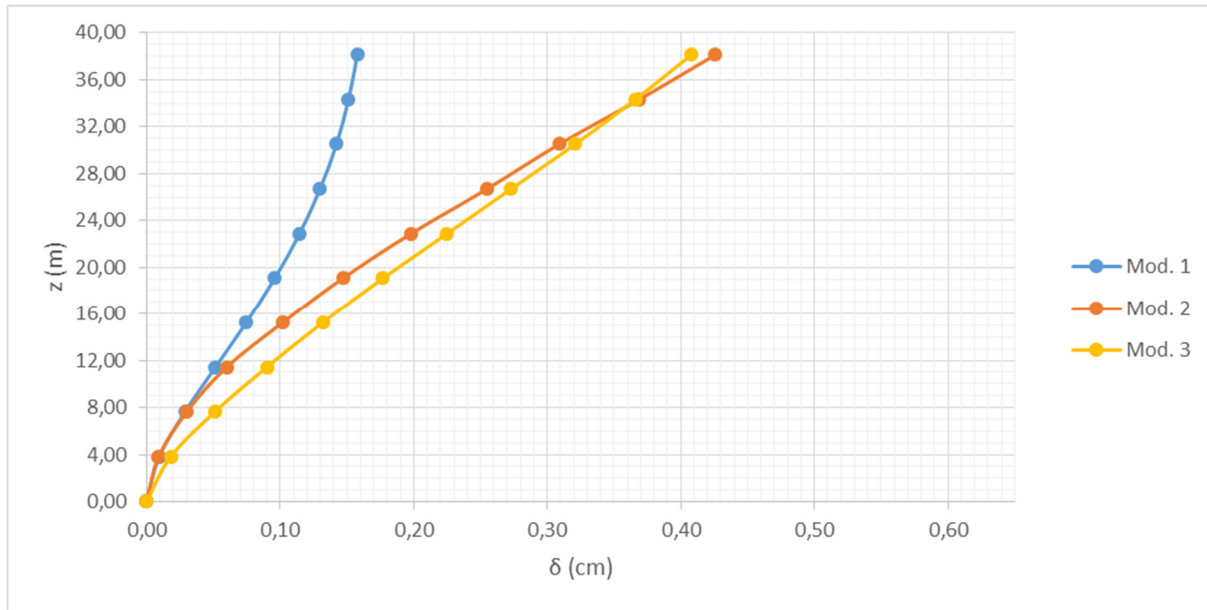
O Quadro 5.32 e a Figura 6.28 apresentam os comparativos dos deslocamentos em 90° para o estado limite de serviço.

**Quadro 6.32 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem para o ELS.**

Pavimento	z (m)	Mod. 1	Mod. 2	Mod. 3
		$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00
1º	3,82	0,01	0,01	0,02
2º	7,63	0,03	0,03	0,05
3º	11,45	0,05	0,06	0,09
4º	15,26	0,07	0,10	0,13
5º	19,08	0,10	0,15	0,18
6º	22,89	0,11	0,20	0,23
7º	26,71	0,13	0,26	0,27
8º	30,52	0,14	0,31	0,32
9º	34,34	0,15	0,37	0,37
Cobertura	38,15	0,16	0,43	0,41

Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.28 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem para o ELS.**



Fonte: Próprio autor.

De acordo com a NBR 9062:2006, os limites para deslocamentos horizontais globais devem ser, para o caso C (Edifícios com múltiplos pavimentos), de  $H/1200$ , onde  $H$  é a altura total do edifício em centímetro.

$$\delta_{lim} = \frac{3815}{1200} = 3,18 \text{ cm}$$

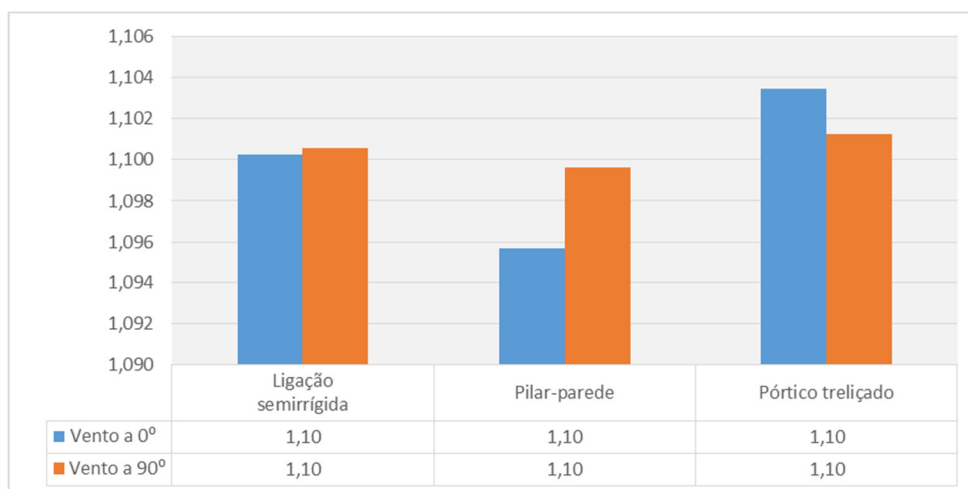
Logo, o deslocamento máximo no ELS desse edifício não deve ultrapassar 3,18 cm. Desta maneira todos os modelos atenderam esta condição.

### 6.11 Análise dos resultados

Partindo do princípio de que todos os modelos analisados apresentaram valores dentro dos parâmetros estabelecidos pelas normas, sabe-se que esta condição foi proporcionada pelas subestruturas de contraventamento, que através do aumento da rigidez na estrutura, proporcionaram estabilidade a mesma. Desta forma, pode-se dizer que todos os sistemas de contraventamento foram eficientes na estabilização da estrutura em questão, visto que todos tiveram resultados satisfatórios.

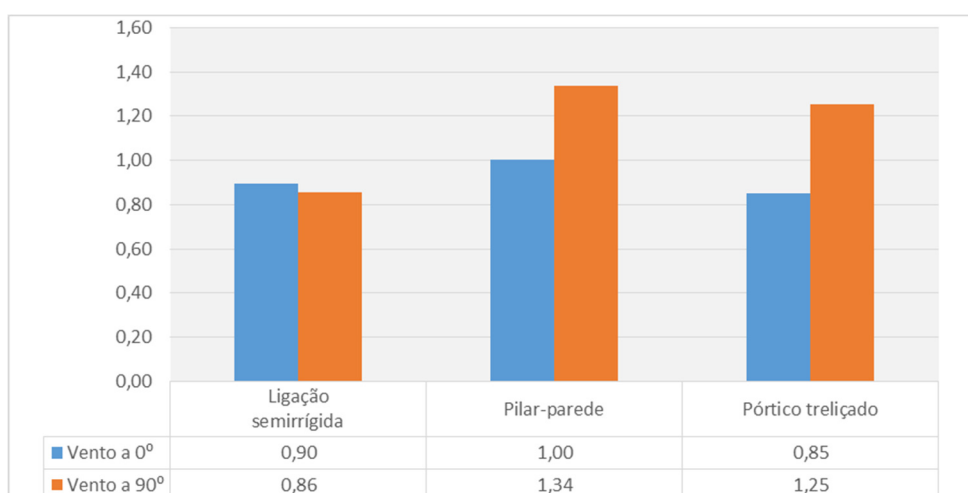
Assim, com base nos gráficos abaixo, que apresentam os comparativos dos resultados no estado limite último entre os sistemas de contraventamento aplicados ao edifício garagem, pode-se discutir sobre o desempenho dos mesmos.

**Figura 6.29 – Coeficiente  $\gamma_z$  no edifício garagem.**



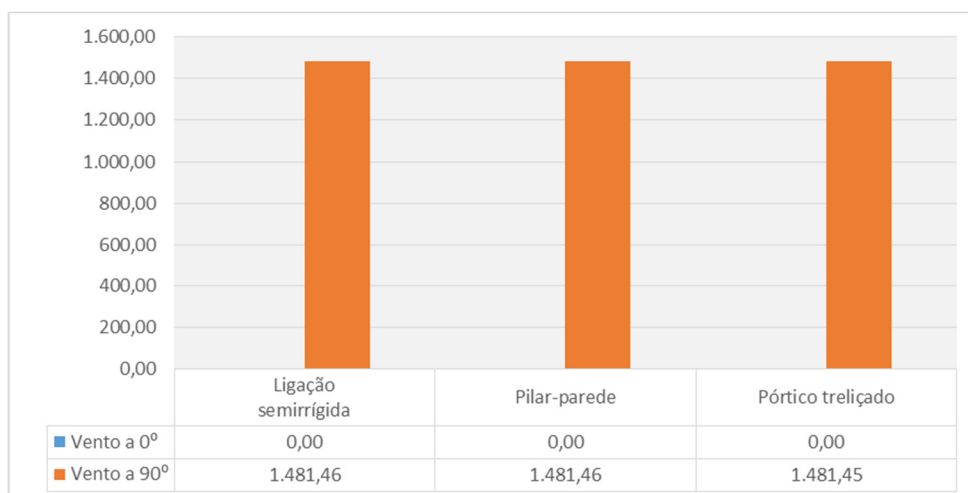
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.30 – Deslocamento horizontal no topo do edifício garagem (m).**



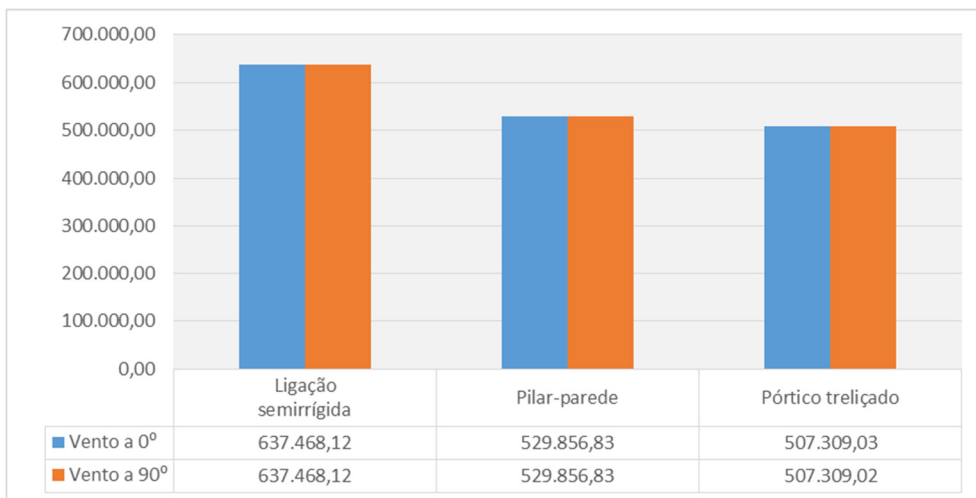
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.31 – Somatória das forças horizontais a 90° no edifício garagem (kN).**



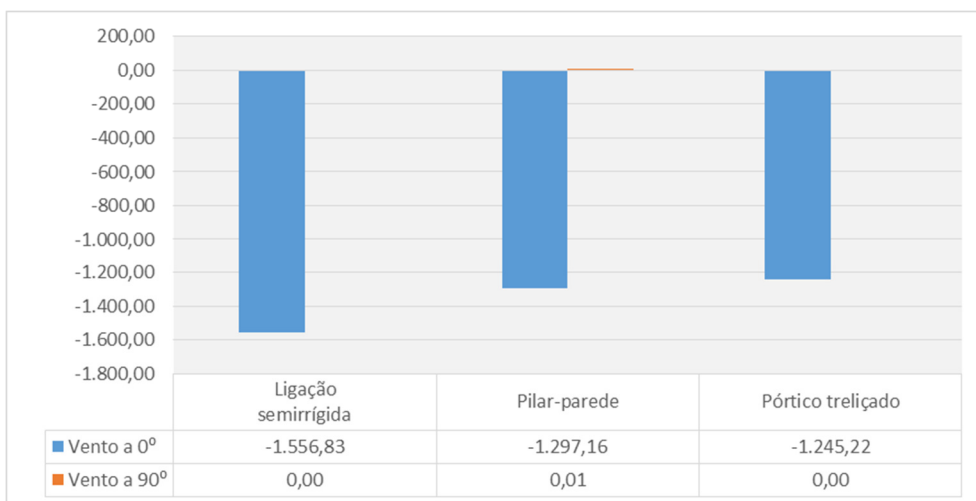
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.32 – Somatória das forças verticais no edifício garagem (kN).**



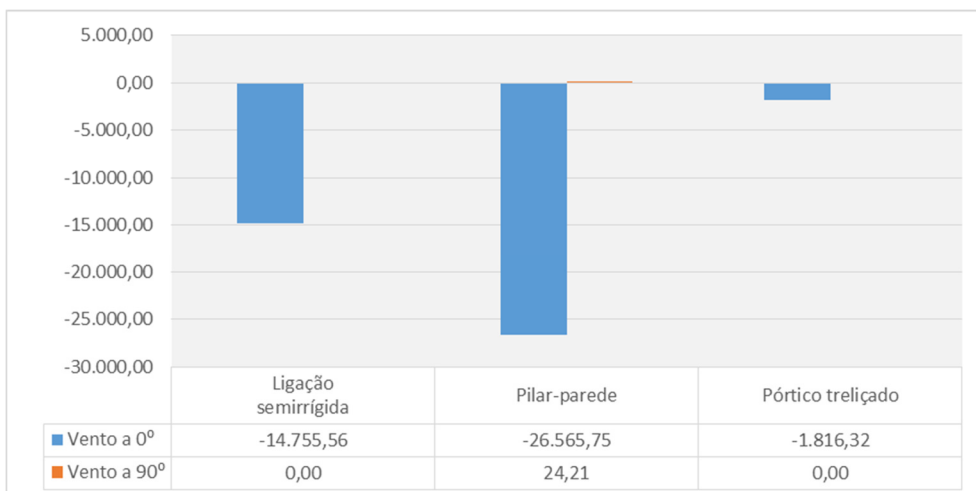
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.33 – Somatória das forças horizontais a 0° no edifício garagem (kN).**



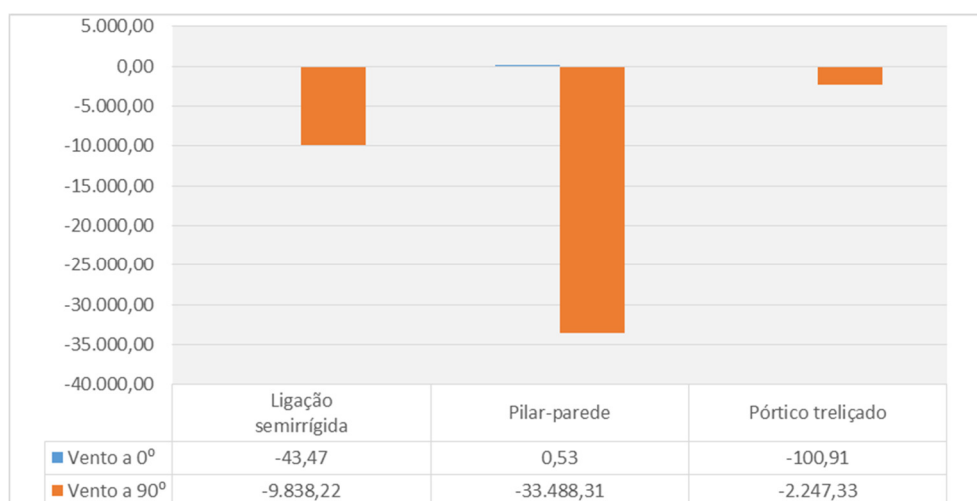
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.34 – Somatória dos momentos na fundação a 0° no edifício garagem (kN.m).**



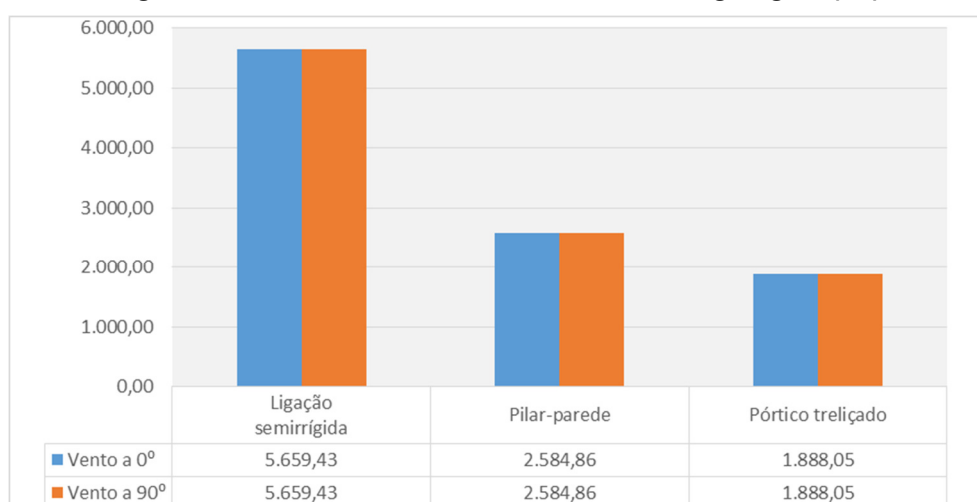
Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.35 – Somatória dos momentos na fundação a 90° no edifício garagem (kN.m).**



Fonte: Próprio autor.

**Figura 6.36 – Consumo de concreto do edifício garagem (m³).**



Fonte: Próprio autor.

Observa-se que a estrutura contraventada por pórticos treliçados obteve o menor esforço na fundação, um momento de 1.816,32 kN.m para 0° e um momento de 2.247,33 kN.m para 90° (valores em módulo), sendo a estrutura com pilares-parede a que teve os maiores esforços na fundação, um momento de 26.565,75 kN.m para 0° e um momento de 33.488,31 para 90°. Esta diferença é de 1.362,62% para 0° e de 1.390,14% para 90°, percebe-se que a diferença é imensa, devendo-se analisar esta situação quando for aplicar o sistema de pilar-parede em uma construção, pois a mesma terá um custo elevado de execução da fundação.

A estrutura contraventada por pórticos treliçados também possui os menores esforços verticais, sendo que a diferença entre a mesma e a estrutura mais pesada

(estrutura contraventada por ligações semirrígidas entre vigas e pilares) é de 25,66%. Já para os esforços horizontais os sistemas apresentaram resultados semelhantes, ou seja, não divergiram muito entre si.

Assim como no exemplo anterior, a estrutura contraventada por pórticos treliçados obteve os melhores resultados no geral para o estado limite último, portanto este sistema de contraventamento foi o mais eficiente neste exemplo para esta situação. O único parâmetro em que este sistema não teve o melhor desempenho foi em relação ao deslocamento a  $90^\circ$ , onde o mesmo apresentou um valor maior em relação as ligações semirrígidas de 45,35%. Mesmo levando isto em consideração, a estrutura contraventada por pórticos treliçados foi a mais econômica em relação ao consumo de concreto, pois apresentou um volume de  $1.888,05 \text{ m}^3$ , considerando apenas os pilares e vigas, contra  $5.659,43 \text{ m}^3$  da estrutura contraventada por ligações semirrígidas, resultando em uma economia de 66,64% em concreto na estrutura do edifício garagem.

Também como no exemplo anterior, o sistema de pórticos com ligações semirrígidas foi o mais eficiente em relação ao estado limite de serviço, onde apresentou os menores deslocamentos horizontais no topo do edifício garagem.

## **7 CONSIDERAÇÃO DA SOBREPOSIÇÃO DE VENTO E DESAPRUMO**

Atendendo às novas prescrições do item 11.3.3.4.1 presentes na revisão de 2014 da ABNT NBR 6118, onde passou a ser considerada também a atuação simultânea das ações devidas ao vento e ao desaprumo sobre a edificação, foi avaliada a influência destas sobre a estabilidade global, aplicando a sobreposição de vento e desaprumo no modelo onde a estrutura do edifício garagem foi contraventada por pórticos treliçados, pois este modelo apresentou o melhor desempenho no geral. Desta forma, pode-se verificar a interferência que esta recomendação exerceu acerca dos resultados.

### **7.1 Edifício garagem contraventado por pórticos treliçados considerando a sobreposição de vento e desaprumo**

Primeiramente foi verificado se a sobreposição das ações de vento e desaprumo realmente era necessária para esta estrutura, assim foi constatado que era necessário a consideração da sobreposição dos esforços nas duas direções da edificação, pois o menor valor de ação ultrapassou 30% do maior valor.

Como há a possibilidade de considerar uma carga equivalente atuando no mesmo sentido e direção do vento, deve-se primeiro determinar as ações equivalentes referentes ao desaprumo da estrutura, lembrando que apenas as ações equivalentes na direção de 90° não haviam sido determinadas anteriormente.

Desta forma, a imperfeição geométrica global no sentido de 90° foi substituída por um conjunto de ações externas equivalentes (Quadro 7.1), onde será somada as outras ações e inclusa no modelo criado no software.

**Quadro 7.1 – Ações externas equivalentes em 90° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.**

Pavimento	z (m)	l <sub>1</sub> (m)	$\theta_a$	V <sub>ij</sub> (kN)	$\Delta H_i/l_1$ (kN/m)	$\Delta H_i$ (kN)
1º	3,82	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
2º	7,63	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
3º	11,45	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
4º	15,26	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
5º	19,08	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
6º	22,89	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
7º	26,71	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
8º	30,52	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
9º	34,34	82,80	1/393	36.937,36	1,14	94,04
Cobertura	38,15	82,80	1/393	27.962,69	0,86	71,19
<b>Total</b>						<b>922,53</b>

Fonte: Próprio autor.

Os Quadros A.7 e A.8, localizados no Apêndice A, demonstram os esforços na fundação considerando a sobreposição das ações horizontais no edifício garagem contraventado por pórticos treliçados.

## 7.2 Resultados

O Quadro 7.2 apresenta o comparativo dos resultados entre o modelo que segue a prescrição da ABNT NBR 6118:2007 e o modelo que segue a prescrição da ABNT NBR 6118:2014, onde no segundo caso é recomendado considerar a sobreposição das ações de vento e desaprumo.

**Quadro 7.2 – Resultados do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados no ELU considerando a sobreposição das ações horizontais.**

	Vento a 0°		Vento a 90°	
	NBR 6118:2007	NBR 6118:2014	NBR 6118:2007	NBR 6118:2014
$\gamma_z$	1,10	1,10	1,10	1,10
$\delta_{max}$ (cm)	0,85	1,35	1,25	2,21
$\Sigma F_{x1}$ (kN)	0,00	0,00	1.481,45	2.770,49
$\Sigma F_{x2}$ (kN)	507.309,03	507.309,03	507.309,02	507.309,03
$\Sigma F_{x3}$ (kN)	-1.245,22	-1.900,39	0,00	0,00
$\Sigma M_{x1}$ (kN.m)	-1.816,32	-2.781,21	0,00	0,00
$\Sigma M_{x2}$ (kN.m)	-0,03	-0,04	0,00	0,00
$\Sigma M_{x3}$ (kN.m)	-100,91	-100,91	-2.247,33	-4.073,01
Concreto (m <sup>3</sup> )	1.888,05	1.888,05	1.888,05	1.888,05

Fonte: Próprio autor.



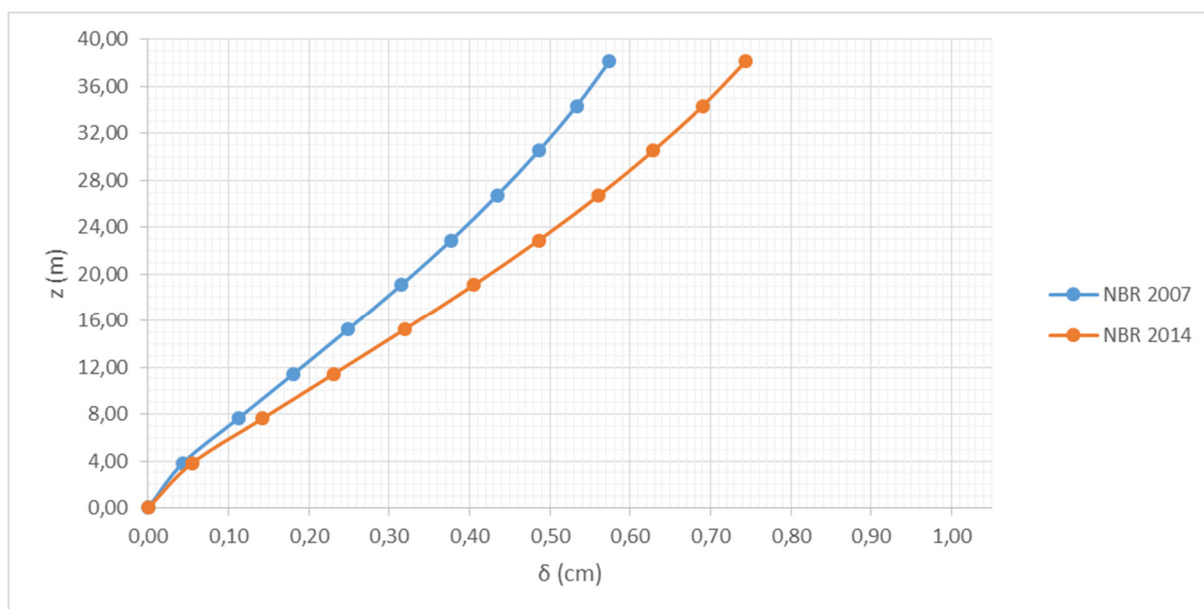
O Quadro 7.3 e a Figura 7.1 apresentam os comparativos dos deslocamentos em 0° para o estado limite de serviço.

**Quadro 7.3 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais.**

Pavimento	z (m)	NBR 2007		NBR 2014	
		$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º	3,82	0,04	0,05	0,04	0,05
2º	7,63	0,11	0,14	0,11	0,14
3º	11,45	0,18	0,23	0,18	0,23
4º	15,26	0,25	0,32	0,25	0,32
5º	19,08	0,32	0,41	0,32	0,41
6º	22,89	0,38	0,49	0,38	0,49
7º	26,71	0,43	0,56	0,43	0,56
8º	30,52	0,49	0,63	0,49	0,63
9º	34,34	0,53	0,69	0,53	0,69
Cobertura	38,15	0,57	0,74	0,57	0,74

Fonte: Próprio autor.

**Figura 7.1 – Deslocamentos em 0° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais.**



Fonte: Próprio autor.

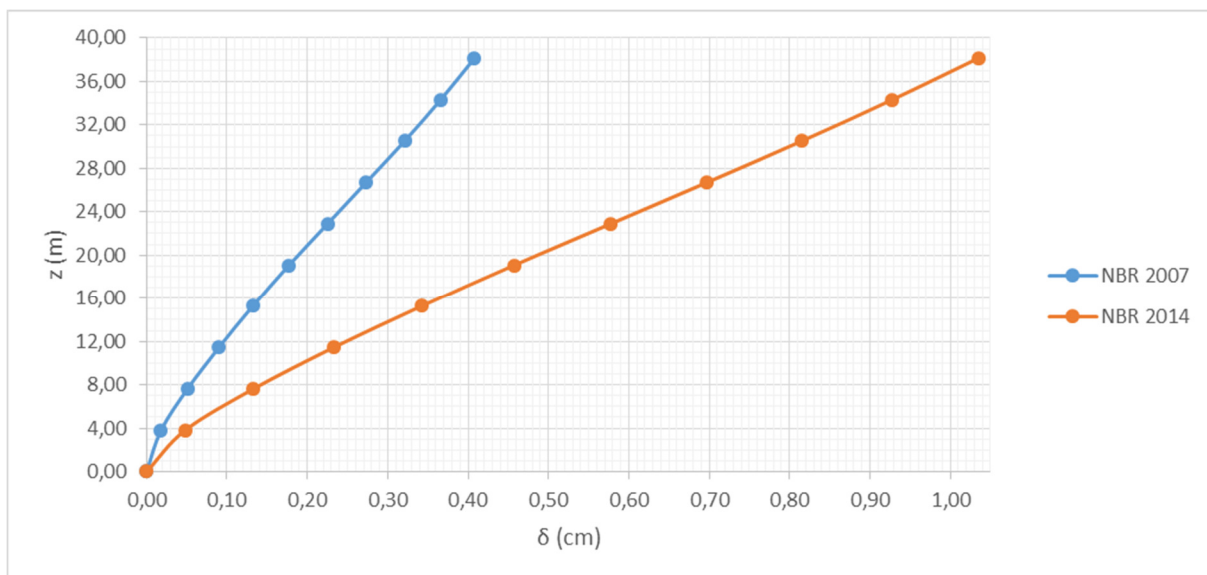
O Quadro 7.4 e a Figura 7.2 apresentam os comparativos dos deslocamentos em 90° para o estado limite de serviço.

**Quadro 7.4 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais.**

Pavimento	z (m)	NBR 2007	NBR 2014
		$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)
Térreo	0,00	0,00	0,00
1º	3,82	0,02	0,05
2º	7,63	0,05	0,13
3º	11,45	0,09	0,23
4º	15,26	0,13	0,34
5º	19,08	0,18	0,46
6º	22,89	0,23	0,58
7º	26,71	0,27	0,70
8º	30,52	0,32	0,82
9º	34,34	0,37	0,93
Cobertura	38,15	0,41	1,04

Fonte: Próprio autor.

**Figura 7.2 – Deslocamentos em 90° do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados para o ELS considerando a sobreposição das ações horizontais.**



Fonte: Próprio autor.

Este modelo também atendeu a condição da ABNT NBR 9062:2006 para os limites de deslocamentos horizontais globais, que neste caso não deve ultrapassar 3,18 cm.

### 7.3 Análise dos resultados

Observa-se que mesmo com o aumento do carregamento lateral, a estrutura do modelo com sobreposição de ações manteve a estabilidade global, pois manteve o  $\gamma_z$  em 1,10, permanecendo como estrutura de nós fixos e dispensando-se os efeitos

de 2ª ordem globais. Desta forma não houve a necessidade de alterar as dimensões dos elementos de contraventamento, assim o peso da estrutura e consumo de concreto permaneceram iguais.

Também pode-se observar que os demais resultados tiveram um aumento significativo, onde o deslocamento no topo do edifício para o estado limite de serviço com as ações sobrepostas incidindo em 0° teve um acréscimo de 29,82% e com as ações em 90° um acréscimo de 153,66%, mesmo com esse aumento de deslocamento a estrutura manteve-se dentro do limite estabelecido pela norma. No caso dos esforços laterais (ELU) o acréscimo foi de 70,25% em 0° e 61,09% em 90°.

Como a consideração da sobreposição dos esforços laterais de vento e desaprumo não influenciou na estabilidade global do edifício, percebe-se que sua influência é exercida sobre o dimensionamento dos elementos, pois com o aumento das solicitações há também o aumento no consumo de aço e dos elementos de fundação, assim influenciando diretamente no custo de execução.



## 8 CONCLUSÕES

Pode-se concluir que as estruturas de contraventamento proporcionam grande rigidez à estrutura, reduzindo sua vulnerabilidade aos efeitos das forças horizontais, embora não dispensem a avaliação da relevância de tais esforços, pois em muitos casos em que estes são presentes, as estruturas podem ser classificadas como estruturas de nós móveis, onde a análise dos efeitos de 2ª ordem é fundamental.

Os sistemas de paredes, devida a elevada rigidez dos elementos, absorveram praticamente todo o carregamento horizontal aplicado às estruturas, fazendo com que o momento na fundação seja muito alto em comparação aos sistemas aporticados. Teve casos em que as solicitações na fundação do edifício tornariam esta solução inviável, pois implicariam em peças com alto consumo de materiais, elevando assim o custo de execução da fundação. Em relação ao desempenho estrutural, os sistemas de paredes apresentaram resultados satisfatórios, mas à medida em que o edifício ganhou altura, análise do Capítulo 5, os resultados se distanciaram em comparação aos sistemas aporticados.

O sistema de pórtico treliçado também apresentou um grande acréscimo de rigidez sobre a estrutura, sendo uma opção muito boa na estabilização da estrutura, mas sua aplicação deve ser bem cuidadosa, pois devido a conformação diagonal das peças, esta solução de contraventamento exerce maiores impactos arquitetônicos e funcionais do que a solução com pórticos contraventados por ligações semirrígidas.

Já a solução com ligações semirrígidas entre vigas e pilares, foi a que apresentou o maior consumo de concreto, pois como há uma certa rigidez em suas ligações e consecutivamente uma transferência de momento, a viga também exerce a função de contraventar a estrutura, implicando nas dimensões destas peças, ou seja, as vigas dos pórticos semirrígidos foram bem maiores em relação aos outros sistemas de contraventamento analisados neste trabalho. Devido a estes fatores, o módulo de elasticidade do material exerce grande influência na rigidez deste sistema de contraventamento, onde, no estado limite último, foi a solução que apresentou os menores deslocamentos horizontais no topo da estrutura, sendo nesta situação o sistema de melhor desempenho.

No geral as estruturas contraventadas por pórticos treliçados obtiveram os melhores resultados, tanto no desempenho estrutural quanto na econômico, pois além

de apresentar o menor consumo de concreto também apresentou os menores esforços na fundação, que implicaria na economia de materiais para execução da mesma. Portanto, pode-se dizer que este sistema de contraventamento foi o mais eficiente nestas análises.

Atendendo às novas recomendações da ABNT NBR 6118:2014, onde passou a ser considerada também a atuação simultânea dos efeitos do vento e desaprumo sobre a edificação, percebeu-se que com a consideração desta sobreposição de esforços, a estabilidade global do edifício não é alterada e que sua influência é exercida diretamente sobre o dimensionamento dos elementos, pois com o aumento das solicitações há o aumento no consumo de materiais, influenciando também no custo de execução.

Existem várias soluções e diversos sistemas para contraventar uma estrutura, portanto é recomendado que se estude cada caso, comparando os diversos sistemas de contraventamento existentes, avaliando a conveniência do uso isolado ou combinado dessas soluções, visando atender tanto os requisitos técnicos quanto os econômicos, sendo que a escolha adequada de tal solução cabe ao engenheiro estrutural. Desta forma, conclui-se que os resultados apresentados neste trabalho, pode ser utilizado como parâmetro para escolha de uma solução adequada no contraventamento das estruturas pré-moldadas de concreto de múltiplos pavimentos.

### **8.1 Propostas de trabalhos futuros**

Pensando em complementar este trabalho, são apresentadas algumas sugestões de trabalhos futuros relacionados a este assunto e que não foram discutidas aqui, são elas:

- Dimensionar as estruturas contraventadas e comparar o consumo de aço entre os sistemas analisados;
- Comparar os sistemas de contraventamento na questão de custo;
- Dimensionar as lajes e verificar se as mesmas realmente exercem o efeito de diafragma rígido;
- Testar outras configurações para a estrutura analisada, como por exemplo: diferentes sistemas de contraventamento usados em conjunto, pilares articulados na fundação e etc.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: **Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: **Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9062: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8522: **Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação**. Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, P. S. S. **Pilares em Concreto Armado – Notas de Aula**. 2005. UNESP. Departamento de Engenharia Civil. Bauru. 2005.

CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de estrutura - contraventamento de edifícios**: Série Estruturas. 1ª Edição. Porto, Portugal: UFP, 2008.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. 3ª Edição. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Volume 2**. 2ª Edição. São Paulo: Pini, 2013.

DIAS, R. H. Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na Arquitetura. **Arquitextos**, São Paulo, v. 055, Texto especial 270, dezembro, 2004. Disponível em:

<[http://coral.ufsm.br/decc/ECC8058/Downloads/Arquitextos\\_Importancia\\_e\\_interferencias\\_da\\_concepcao\\_dos\\_subsistemas\\_verticais.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC8058/Downloads/Arquitextos_Importancia_e_interferencias_da_concepcao_dos_subsistemas_verticais.pdf)> Acesso em: mar. 2014.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. 3ª Reimpressão. São Carlos, 2000.

ELLIOTT, K. S.; TOVEY, A. K. **Precast Concrete Frame Buildings: Design Guide**. Crowthorne: British Cement Association, 1992.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 1ª Edição. Oxford: Butterworth – Heinemann, 2002. 375 p.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 235 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FERREIRA, M. A. EL DEBS, M. K.; ELLIOTT, K. S. Modelo teórico para projetos de ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, 2002, Belo Horizonte. **Anais**. São Paulo: IBRACON, 2002 (CD-ROM).

FERREIRA, M. A. **Notas de aula: Concreto Pré-moldado (Curso NETPRE/ABCIC)**. Universidade Federal de São Carlos: São Carlos, 2008.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto - Solicitações Normais**. 1ª Edição. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GONÇALVES, R. M. et al. (2007). **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. EESC-USP, São Carlos, 2007.

JEREMIAS JUNIOR, A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto**: influência das ligações semi-rígidas. 193 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.



MONCAYO, Z. W. J. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2011.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 108 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

RAYMUNDO, H.; CARVALHO, R. C.; CAMILO, C. A. Distribuição da ação do vento nos elementos de contraventamento considerando o pavimento como diafragma rígido: Análise simplificada e matricial. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 53, 2011, Florianópolis. **Anais**. São Paulo: IBRACON, 2011.

RAYMUNDO, H. **Análise de pavimentos de edifício em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

SANTOS, A. P. **Análise da continuidade em lajes alveolares: estudo teórico e experimental**. 2014. 370 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall Building Structures. Analysis and Design**; A Wiley-Interscience Publication. New York, 1991.

SOUZA, A. S. **Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semi-rígidas**. 99 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.

WORDELL, F. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. 2003. Trabalho (Mestrado-Profissional em Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2003.



## APÊNDICE A – Forças e momentos na fundação do edifício garagem

Quadro A.1 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas em 0°.

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	71,370	7.434,922	-90,567	-627,458	0,000	-85,541
P2	101,866	10.505,786	-60,762	-603,381	0,000	-121,814
P3	101,925	10.529,278	-60,398	-603,089	0,000	-121,884
P4	101,926	10.529,437	-60,395	-603,087	0,000	-121,884
P5	101,927	10.529,469	-60,395	-603,087	0,000	-121,886
P6	101,927	10.529,473	-60,396	-603,090	0,000	-121,886
P7	101,926	10.529,447	-60,396	-603,090	0,000	-121,885
P8	101,926	10.529,289	-60,393	-603,088	0,000	-121,885
P9	101,868	10.505,210	-60,019	-602,788	0,000	-121,816
P10	71,381	7.330,200	-26,222	-575,487	0,000	-85,553
P11	-27,086	8.665,520	-7,296	-65,571	0,000	29,520
P12	-40,503	12.322,898	-7,115	-65,356	0,000	44,496
P13	-40,496	12.323,693	-7,114	-65,355	0,000	44,489
P14	-40,495	12.323,845	-7,115	-65,355	0,000	44,487
P15	-40,323	12.334,600	-7,145	-65,391	0,000	44,295
P16	-40,323	12.334,604	-7,084	-65,319	0,000	44,295
P17	-40,495	12.323,858	-7,114	-65,355	0,000	44,488
P18	-40,497	12.323,718	-7,115	-65,355	0,000	44,490
P19	-40,504	12.322,920	-7,114	-65,354	0,000	44,497
P20	-27,100	8.663,638	-6,919	-65,123	0,000	29,536
P21	-31,340	7.653,762	-58,703	-126,716	0,000	34,269
P22	-46,010	11.207,824	-11,587	-70,675	0,000	50,644
P23	-46,026	11.246,984	-11,138	-70,140	0,000	50,661
P24	-46,021	11.255,385	-11,247	-70,271	0,000	50,656
P25	-43,221	12.054,456	-19,756	-80,391	0,000	47,530
P26	-43,221	12.054,459	-2,504	-59,872	0,000	47,530
P27	-46,022	11.255,387	-11,013	-69,992	0,000	50,656
P28	-46,026	11.246,993	-11,123	-70,122	0,000	50,661
P29	-46,011	11.207,915	-10,674	-69,589	0,000	50,643
P30	-31,363	7.554,107	40,404	-8,836	0,000	34,294
P31	22,646	7.159,934	-58,809	-126,842	0,000	-25,990
P32	46,039	11.199,350	-11,692	-70,799	0,000	-52,101
P33	46,077	11.243,930	-11,138	-70,140	0,000	-52,143
P34	46,068	11.248,465	-11,202	-70,217	0,000	-52,133
P35	42,797	11.580,963	-11,249	-70,273	0,000	-48,482
P36	42,797	11.580,963	-11,011	-69,990	0,000	-48,482
P37	46,068	11.248,467	-11,058	-70,046	0,000	-52,133
P38	46,077	11.243,937	-11,123	-70,122	0,000	-52,143
P39	46,040	11.199,439	-10,570	-69,465	0,000	-52,101
P40	22,669	7.060,287	40,510	-8,710	0,000	-26,015
P41	22,583	7.456,601	-7,297	-65,571	0,000	-25,920
P42	40,535	12.322,005	-7,116	-65,356	0,000	-45,957
P43	40,528	12.322,924	-7,114	-65,355	0,000	-45,949
P44	40,527	12.322,996	-7,115	-65,355	0,000	-45,948
P45	40,463	12.327,188	-7,115	-65,355	0,000	-45,877
P46	40,464	12.327,188	-7,114	-65,355	0,000	-45,877
P47	40,527	12.323,001	-7,114	-65,355	0,000	-45,948
P48	40,528	12.322,926	-7,115	-65,355	0,000	-45,949
P49	40,535	12.322,001	-7,113	-65,354	0,000	-45,958
P50	22,597	7.454,722	-6,919	-65,123	0,000	-25,935
P51	-58,154	6.755,463	-90,654	-627,527	0,000	68,520
P52	-101,837	10.499,159	-60,850	-603,451	0,000	120,477
P53	-101,921	10.527,840	-60,398	-603,089	0,000	120,577
P54	-101,922	10.528,031	-60,395	-603,086	0,000	120,577
P55	-101,922	10.528,041	-60,395	-603,086	0,000	120,578
P56	-101,922	10.528,042	-60,396	-603,090	0,000	120,578
P57	-101,922	10.528,031	-60,396	-603,090	0,000	120,577
P58	-101,922	10.527,834	-60,393	-603,087	0,000	120,577
P59	-101,838	10.498,560	-59,932	-602,717	0,000	120,477
P60	-58,164	6.650,750	-26,135	-575,416	0,000	68,531
<b>Totais</b>	<b>0,000</b>	<b>637.468,115</b>	<b>-1.556,833</b>	<b>-14.755,560</b>	<b>0,000</b>	<b>-43,469</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro A.2 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por ligações semirrígidas em 90°.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	93,036	7.416,010	-32,174	-25,989	0,000	-238,452
P2	123,527	10.538,945	-0,373	-0,300	0,000	-274,719
P3	123,586	10.562,735	-0,002	0,000	0,000	-274,789
P4	123,587	10.562,896	0,001	0,002	0,000	-274,790
P5	123,588	10.562,928	0,001	0,002	0,000	-274,791
P6	123,589	10.562,932	0,001	0,002	0,000	-274,792
P7	123,588	10.562,906	0,001	0,002	0,000	-274,791
P8	123,588	10.562,750	0,003	0,004	0,000	-274,791
P9	123,530	10.538,969	0,374	0,304	0,000	-274,722
P10	93,038	7.416,030	32,175	25,992	0,000	-238,455
P11	-1,902	8.682,729	-0,189	-0,224	0,000	-137,754
P12	-15,313	12.341,066	-0,001	-0,001	0,000	-122,785
P13	-15,306	12.341,863	0,000	0,000	0,000	-122,793
P14	-15,305	12.342,015	0,000	0,000	0,000	-122,795
P15	-15,133	12.352,771	-0,030	-0,036	0,000	-122,986
P16	-15,133	12.352,774	0,030	0,036	0,000	-122,987
P17	-15,305	12.342,029	0,000	0,000	0,000	-122,795
P18	-15,307	12.341,889	0,000	0,000	0,000	-122,792
P19	-15,314	12.341,093	0,001	0,001	0,000	-122,786
P20	-1,903	8.682,770	0,189	0,225	0,000	-137,754
P21	-4,130	7.680,174	-49,554	-58,941	0,000	-135,267
P22	-18,789	11.284,123	-0,457	-0,544	0,000	-118,905
P23	-18,805	11.323,243	-0,008	-0,009	0,000	-118,888
P24	-18,800	11.331,638	-0,117	-0,139	0,000	-118,893
P25	-16,000	12.130,709	-8,626	-10,260	0,000	-122,019
P26	-16,000	12.130,712	8,626	10,260	0,000	-122,020
P27	-18,800	11.331,640	0,117	0,139	0,000	-118,894
P28	-18,805	11.323,240	0,008	0,009	0,000	-118,888
P29	-18,789	11.284,122	0,457	0,543	0,000	-118,907
P30	-4,130	7.680,201	49,554	58,941	0,000	-135,269
P31	49,878	7.033,840	-49,659	-59,066	0,000	-195,551
P32	73,260	11.123,143	-0,561	-0,668	0,000	-221,650
P33	73,298	11.167,682	-0,008	-0,009	0,000	-221,692
P34	73,289	11.172,212	-0,072	-0,086	0,000	-221,682
P35	70,018	11.504,710	-0,119	-0,142	0,000	-218,031
P36	70,018	11.504,710	0,119	0,142	0,000	-218,032
P37	73,289	11.172,214	0,072	0,086	0,000	-221,682
P38	73,298	11.167,679	0,008	0,009	0,000	-221,693
P39	73,262	11.123,141	0,561	0,668	0,000	-221,652
P40	49,879	7.033,875	49,660	59,066	0,000	-195,553
P41	47,780	7.437,469	-0,189	-0,225	0,000	-193,209
P42	65,725	12.303,833	-0,001	-0,002	0,000	-213,239
P43	65,718	12.304,754	0,000	0,000	0,000	-213,231
P44	65,717	12.304,826	0,000	0,000	0,000	-213,230
P45	65,653	12.309,018	0,000	-0,001	0,000	-213,159
P46	65,654	12.309,019	0,000	0,000	0,000	-213,160
P47	65,717	12.304,831	0,000	0,000	0,000	-213,231
P48	65,718	12.304,756	0,000	0,000	0,000	-213,232
P49	65,726	12.303,833	0,001	0,001	0,000	-213,241
P50	47,781	7.437,513	0,189	0,225	0,000	-193,211
P51	-36,498	6.669,632	-32,262	-26,063	0,000	-84,380
P52	-80,176	10.465,400	-0,462	-0,374	0,000	-32,428
P53	-80,260	10.494,379	-0,004	-0,005	0,000	-32,329
P54	-80,260	10.494,572	-0,001	-0,002	0,000	-32,328
P55	-80,261	10.494,582	-0,001	-0,002	0,000	-32,327
P56	-80,261	10.494,583	-0,001	-0,002	0,000	-32,328
P57	-80,260	10.494,572	-0,001	-0,002	0,000	-32,329
P58	-80,260	10.494,377	0,003	0,001	0,000	-32,329
P59	-80,176	10.465,400	0,460	0,370	0,000	-32,430
P60	-36,498	6.669,662	32,261	26,059	0,000	-84,381
<b>Totais</b>	<b>1.481,456</b>	<b>637.468,119</b>	<b>0,000</b>	<b>-0,003</b>	<b>0,000</b>	<b>-9.838,219</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro A.3 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pilares-parede em 0°.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	0,000	4.965,917	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P2	0,000	7.796,223	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P3	0,000	7.796,227	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P4	0,000	10.787,188	-304,561	-6.492,177	0,000	0,000
P5	0,000	7.796,232	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P6	0,000	7.796,236	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P7	0,000	10.787,197	-304,565	-6.492,195	0,000	0,000
P8	0,000	7.796,241	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P9	0,000	7.796,248	-2,253	-17,735	0,000	0,000
P10	0,000	4.965,938	-2,253	-17,735	0,000	0,000
P11	0,000	7.326,636	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P12	0,000	12.620,880	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P13	0,000	12.620,818	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P14	0,000	12.620,809	-0,600	-4,514	0,000	0,000
P15	0,000	10.943,009	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P16	0,000	10.943,077	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P17	0,000	12.620,894	-0,600	-4,514	0,000	0,000
P18	0,000	12.620,830	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P19	0,000	12.620,829	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P20	0,000	7.326,606	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P21	-0,005	5.461,269	-0,593	-4,508	0,000	0,000
P22	0,000	9.646,752	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P23	0,000	9.646,838	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P24	-0,005	5.462,188	-0,595	-4,507	0,000	0,000
P25	0,003	15.728,918	-4,369	-31,170	0,000	0,090
P26	0,003	15.728,720	-4,369	-31,170	0,000	0,089
P27	0,003	15.728,604	-4,369	-31,170	0,000	0,089
P28	0,003	15.728,914	-4,369	-31,170	0,000	0,087
P29	0,004	15.790,946	-4,354	-31,170	0,000	0,086
P30	0,004	15.582,760	-4,351	-31,170	0,000	0,085
P31	-0,005	4.916,698	-0,593	-4,507	0,000	0,000
P32	0,000	9.107,198	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P33	0,000	9.107,287	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P34	-0,005	4.980,631	-0,595	-4,507	0,000	0,000
P35	0,000	6.103,687	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P36	0,000	12.620,736	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P37	0,000	12.620,724	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P38	0,000	12.620,652	-0,600	-4,514	0,000	0,000
P39	0,000	10.943,038	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P40	0,000	10.943,105	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P41	0,000	12.620,729	-0,600	-4,514	0,000	0,000
P42	0,000	12.682,953	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P43	0,000	12.459,354	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P44	0,000	6.148,143	-0,595	-4,508	0,000	0,000
P45	0,000	4.288,121	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P46	0,000	7.796,220	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P47	0,000	7.796,219	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P48	0,000	10.787,179	-304,561	-6.492,172	0,000	0,000
P49	0,000	7.796,219	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P50	0,000	7.796,219	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P51	0,000	10.787,178	-304,565	-6.492,190	0,000	0,000
P52	0,000	7.796,218	-2,253	-17,734	0,000	0,000
P53	0,000	7.796,221	-2,253	-17,735	0,000	0,000
P54	0,000	4.288,152	-2,253	-17,735	0,000	0,000
<b>Totais</b>	<b>0,000</b>	<b>529.856,825</b>	<b>-1.297,157</b>	<b>-26.565,747</b>	<b>0,000</b>	<b>0,526</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro A.4 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pilares-parede em 90°.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	0,184	4.965,917	0,002	0,016	0,000	-4,202
P2	0,184	7.796,223	0,002	0,016	0,000	-4,202
P3	0,184	7.796,227	0,002	0,016	0,000	-4,202
P4	1,472	10.787,188	0,277	5,966	0,000	-33,612
P5	0,184	7.796,232	0,002	0,016	0,000	-4,202
P6	0,184	7.796,236	0,002	0,016	0,000	-4,202
P7	1,473	10.787,197	0,277	5,966	0,000	-33,612
P8	0,184	7.796,241	0,002	0,016	0,000	-4,202
P9	0,184	7.796,248	0,002	0,016	0,000	-4,202
P10	0,184	4.965,938	0,002	0,016	0,000	-4,202
P11	0,712	7.326,636	0,001	0,004	0,000	-16,732
P12	0,712	12.620,880	0,001	0,004	0,000	-16,731
P13	0,712	12.620,818	0,001	0,004	0,000	-16,732
P14	0,712	12.620,809	0,001	0,004	0,000	-16,732
P15	0,712	10.943,009	0,001	0,004	0,000	-16,731
P16	0,712	10.943,077	0,001	0,004	0,000	-16,732
P17	0,712	12.620,894	0,001	0,004	0,000	-16,732
P18	0,712	12.620,830	0,001	0,004	0,000	-16,731
P19	0,712	12.620,829	0,001	0,004	0,000	-16,732
P20	0,712	7.326,606	0,001	0,004	0,000	-16,731
P21	0,706	5.461,269	0,003	0,004	0,000	-16,732
P22	0,712	9.646,752	0,001	0,004	0,000	-16,731
P23	0,712	9.646,838	0,001	0,004	0,000	-16,732
P24	0,706	5.462,188	0,001	0,004	0,000	-16,731
P25	242,121	15.728,918	-0,198	0,032	-0,071	-5.469,745
P26	242,120	15.728,720	-0,198	0,032	-0,071	-5.469,730
P27	242,119	15.728,604	-0,198	0,032	-0,071	-5.469,714
P28	242,117	15.728,914	-0,198	0,032	-0,071	-5.469,667
P29	242,116	15.790,946	-0,183	0,032	-0,065	-5.469,650
P30	242,116	15.582,760	-0,181	0,032	-0,065	-5.469,635
P31	0,707	4.916,698	0,002	0,004	0,000	-16,732
P32	0,712	9.107,198	0,001	0,004	0,000	-16,731
P33	0,712	9.107,287	0,001	0,004	0,000	-16,732
P34	0,707	4.980,631	0,001	0,004	0,000	-16,731
P35	0,712	6.103,687	0,001	0,004	0,000	-16,732
P36	0,712	12.620,736	0,001	0,004	0,000	-16,731
P37	0,712	12.620,724	0,001	0,004	0,000	-16,732
P38	0,712	12.620,652	0,001	0,004	0,000	-16,732
P39	0,712	10.943,038	0,001	0,004	0,000	-16,731
P40	0,712	10.943,105	0,001	0,004	0,000	-16,732
P41	0,712	12.620,729	0,001	0,004	0,000	-16,732
P42	0,712	12.682,953	0,001	0,004	0,000	-16,731
P43	0,712	12.459,354	0,001	0,004	0,000	-16,732
P44	0,712	6.148,143	0,001	0,004	0,000	-16,731
P45	0,184	4.288,121	0,002	0,016	0,000	-4,202
P46	0,184	7.796,220	0,002	0,016	0,000	-4,202
P47	0,184	7.796,219	0,002	0,016	0,000	-4,202
P48	1,472	10.787,179	0,275	5,859	0,000	-33,612
P49	0,184	7.796,219	0,002	0,016	0,000	-4,202
P50	0,184	7.796,219	0,002	0,016	0,000	-4,202
P51	1,473	10.787,178	0,275	5,859	0,000	-33,612
P52	0,184	7.796,218	0,002	0,016	0,000	-4,202
P53	0,184	7.796,221	0,002	0,016	0,000	-4,202
P54	0,184	4.288,152	0,002	0,016	0,000	-4,202
<b>Totais</b>	<b>1.481,457</b>	<b>529.856,825</b>	<b>0,011</b>	<b>24,210</b>	<b>-0,414</b>	<b>-33.488,305</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro A.5 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em 0°.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	0,008	6.200,062	-224,656	-59,885	0,000	-0,529
P2	0,008	6.707,543	34,969	-59,885	0,000	-0,529
P3	0,008	7.796,227	-14,853	-59,886	0,000	-0,528
P4	0,007	7.796,229	-14,853	-59,886	0,000	-0,527
P5	0,007	8.299,810	-239,172	-59,886	0,000	-0,526
P6	0,006	7.438,127	77,601	-59,886	0,000	-0,526
P7	0,006	7.796,239	-14,853	-59,886	0,000	-0,525
P8	0,006	7.796,241	-14,853	-59,886	0,000	-0,524
P9	0,005	7.569,258	-196,539	-59,886	0,000	-0,523
P10	0,005	5.338,395	63,084	-59,886	0,000	-0,523
P11	0,033	7.326,634	-3,921	-15,460	0,000	-2,115
P12	0,031	11.144,914	-3,921	-15,460	0,000	-2,112
P13	0,030	11.144,912	-3,921	-15,460	0,000	-2,109
P14	0,028	11.144,918	-3,921	-15,460	0,000	-2,106
P15	0,027	10.943,065	-3,921	-15,460	0,000	-2,103
P16	0,025	10.943,066	-3,921	-15,460	0,000	-2,101
P17	0,024	11.144,930	-3,921	-15,460	0,000	-2,098
P18	0,023	11.144,933	-3,921	-15,460	0,000	-2,095
P19	0,021	11.144,938	-3,921	-15,461	0,000	-2,092
P20	0,020	7.326,670	-3,921	-15,461	0,000	-2,089
P21	205,198	5.386,318	-3,920	-15,461	-0,001	-2,115
P22	331,673	8.425,150	-3,920	-15,461	-0,001	-2,112
P23	331,669	8.425,148	-3,920	-15,461	-0,001	-2,109
P24	331,665	8.425,146	-3,920	-15,461	-0,001	-2,106
P25	371,442	9.575,416	-3,920	-15,461	-0,001	-2,103
P26	371,437	9.575,413	-3,920	-15,461	-0,001	-2,101
P27	331,653	8.425,139	-3,920	-15,461	-0,001	-2,098
P28	331,649	8.425,137	-3,920	-15,461	-0,001	-2,095
P29	331,139	8.424,143	-3,920	-15,461	-0,001	-1,497
P30	205,165	5.386,316	-3,920	-15,461	-0,001	-2,089
P31	-208,836	5.088,118	-3,920	-15,461	0,001	-2,115
P32	-329,339	8.269,080	-3,920	-15,461	0,001	-2,112
P33	-329,342	8.269,083	-3,920	-15,461	0,001	-2,109
P34	-329,346	8.269,084	-3,920	-15,461	0,001	-2,106
P35	-375,195	9.275,188	-3,920	-15,461	0,001	-2,103
P36	-375,198	9.275,192	-3,920	-15,461	0,001	-2,101
P37	-329,356	8.269,092	-3,920	-15,461	0,001	-2,098
P38	-329,360	8.269,095	-3,920	-15,461	0,001	-2,095
P39	-328,503	8.270,089	-3,925	-15,479	-0,024	-8,996
P40	-208,868	5.088,162	-3,920	-15,462	0,001	-2,089
P41	0,033	6.104,198	-3,922	-15,462	0,000	-2,115
P42	0,031	11.144,908	-3,922	-15,462	0,000	-2,112
P43	0,030	11.144,905	-3,922	-15,462	0,000	-2,109
P44	0,028	11.144,905	-3,922	-15,462	0,000	-2,106
P45	0,027	10.943,049	-3,922	-15,462	0,000	-2,103
P46	0,025	10.943,049	-3,922	-15,462	0,000	-2,101
P47	0,024	11.144,908	-3,922	-15,462	0,000	-2,098
P48	0,023	11.144,906	-3,922	-15,462	0,000	-2,095
P49	0,021	11.144,906	-3,922	-15,462	0,000	-2,092
P50	0,020	6.104,244	-3,922	-15,462	0,000	-2,089
P51	0,008	5.692,965	-221,284	-59,899	0,000	-0,529
P52	0,008	6.536,840	24,654	-59,899	0,000	-0,529
P53	0,008	7.796,219	-14,860	-59,900	0,000	-0,528
P54	0,007	7.796,219	-14,860	-59,900	0,000	-0,527
P55	0,007	8.299,806	-239,189	-59,900	0,000	-0,526
P56	0,006	7.438,101	77,584	-59,900	0,000	-0,526
P57	0,006	7.796,220	-14,860	-59,900	0,000	-0,525
P58	0,006	7.796,218	-14,860	-59,900	0,000	-0,524
P59	0,005	7.398,561	-186,258	-59,900	0,000	-0,523
P60	0,005	4.831,279	59,678	-59,900	0,000	-0,523
<b>Totais</b>	<b>0,003</b>	<b>507.309,026</b>	<b>-1.245,215</b>	<b>-1.816,317</b>	<b>-0,025</b>	<b>-100,909</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro A.6 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em 90°.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	2,723	5.769,207	-143,860	0,009	0,000	-12,755
P2	2,722	7.138,399	115,765	0,009	0,000	-12,754
P3	2,722	7.796,227	0,004	0,009	0,000	-12,752
P4	2,721	7.796,229	0,004	0,009	0,000	-12,751
P5	2,721	7.868,955	-158,376	0,009	0,000	-12,751
P6	2,721	7.868,981	158,398	0,009	0,000	-12,750
P7	2,720	7.796,239	0,004	0,009	0,000	-12,748
P8	2,720	7.796,241	0,004	0,009	0,000	-12,747
P9	2,719	7.138,402	-115,741	0,009	0,000	-12,748
P10	2,719	5.769,250	143,881	0,009	0,000	-12,747
P11	10,316	7.326,634	0,001	0,001	0,000	-49,661
P12	10,314	11.144,914	0,001	0,001	0,000	-49,657
P13	10,313	11.144,912	0,001	0,001	0,000	-49,654
P14	10,311	11.144,918	0,001	0,001	0,000	-49,650
P15	10,310	10.943,065	0,001	0,001	0,000	-49,646
P16	10,308	10.943,066	0,001	0,001	0,000	-49,643
P17	10,307	11.144,930	0,001	0,001	0,000	-49,640
P18	10,305	11.144,933	0,001	0,001	0,000	-49,636
P19	10,304	11.144,938	0,001	0,001	0,000	-49,633
P20	10,302	7.326,670	0,001	0,001	0,000	-49,629
P21	266,275	5.966,735	0,000	0,000	0,000	-49,661
P22	392,748	9.005,564	0,000	0,000	0,000	-49,657
P23	392,743	9.005,560	0,000	0,000	0,000	-49,654
P24	392,738	9.005,553	0,000	0,000	0,000	-49,650
P25	432,513	10.155,820	0,000	0,000	0,000	-49,646
P26	432,508	10.155,815	0,000	0,000	0,000	-49,643
P27	392,722	9.005,538	0,000	0,000	0,000	-49,640
P28	392,717	9.005,532	0,000	0,000	0,000	-49,636
P29	392,369	9.004,619	0,000	0,000	0,000	-49,231
P30	266,230	5.966,706	0,000	0,000	0,000	-49,629
P31	-147,760	4.507,701	0,000	0,000	0,000	-49,661
P32	-268,264	7.688,667	0,000	0,000	0,000	-49,657
P33	-268,268	7.688,673	0,000	0,000	0,000	-49,654
P34	-268,273	7.688,676	0,000	0,000	0,000	-49,650
P35	-314,123	8.694,784	0,000	0,000	0,000	-49,646
P36	-314,127	8.694,790	0,000	0,000	0,000	-49,643
P37	-268,287	7.688,693	0,000	0,000	0,000	-49,640
P38	-268,292	7.688,699	0,000	0,000	0,000	-49,636
P39	-267,508	7.689,612	0,000	0,000	0,000	-56,559
P40	-147,803	4.507,772	0,000	0,000	0,000	-49,629
P41	10,316	6.104,198	-0,001	-0,001	0,000	-49,661
P42	10,314	11.144,908	-0,001	-0,001	0,000	-49,657
P43	10,313	11.144,905	-0,001	-0,001	0,000	-49,654
P44	10,311	11.144,905	-0,001	-0,001	0,000	-49,650
P45	10,310	10.943,049	-0,001	-0,001	0,000	-49,646
P46	10,308	10.943,049	-0,001	-0,001	0,000	-49,643
P47	10,307	11.144,908	-0,001	-0,001	0,000	-49,640
P48	10,305	11.144,906	-0,001	-0,001	0,000	-49,636
P49	10,304	11.144,906	-0,001	-0,001	0,000	-49,633
P50	10,302	6.104,244	-0,001	-0,001	0,000	-49,629
P51	2,723	5.262,120	-140,494	-0,009	0,000	-12,755
P52	2,722	6.967,686	105,445	-0,009	0,000	-12,754
P53	2,722	7.796,219	-0,004	-0,009	0,000	-12,752
P54	2,721	7.796,219	-0,004	-0,009	0,000	-12,751
P55	2,721	7.868,960	-158,398	-0,009	0,000	-12,751
P56	2,721	7.868,946	158,376	-0,009	0,000	-12,750
P57	2,720	7.796,220	-0,004	-0,009	0,000	-12,748
P58	2,720	7.796,218	-0,004	-0,009	0,000	-12,747
P59	2,719	6.967,715	-105,466	-0,009	0,000	-12,748
P60	2,719	5.262,124	140,470	-0,009	0,000	-12,747
<b>Totais</b>	<b>1.481,454</b>	<b>507.309,024</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>-2.247,326</b>

Fonte: Próprio autor.



**Quadro A.7 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em 0° considerando a sobreposição das ações horizontais.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	0,008	6.450,864	-267,376	-91,712	0,000	-0,529
P2	0,008	6.456,741	-7,751	-91,712	0,000	-0,529
P3	0,008	7.796,227	-22,535	-91,712	0,000	-0,528
P4	0,007	7.796,229	-22,535	-91,712	0,000	-0,527
P5	0,007	8.550,612	-281,892	-91,712	0,000	-0,526
P6	0,006	7.187,325	34,882	-91,713	0,000	-0,526
P7	0,006	7.796,239	-22,535	-91,713	0,000	-0,525
P8	0,006	7.796,241	-22,535	-91,713	0,000	-0,524
P9	0,005	7.820,061	-239,259	-91,713	0,000	-0,523
P10	0,005	5.087,592	20,364	-91,713	0,000	-0,523
P11	0,033	7.326,634	-5,948	-23,669	0,000	-2,115
P12	0,031	11.144,914	-5,948	-23,669	0,000	-2,112
P13	0,030	11.144,912	-5,948	-23,669	0,000	-2,109
P14	0,028	11.144,918	-5,948	-23,669	0,000	-2,106
P15	0,027	10.943,065	-5,948	-23,669	0,000	-2,103
P16	0,025	10.943,066	-5,948	-23,669	0,000	-2,101
P17	0,024	11.144,930	-5,948	-23,669	0,000	-2,098
P18	0,023	11.144,933	-5,948	-23,669	0,000	-2,095
P19	0,021	11.144,938	-5,948	-23,669	0,000	-2,092
P20	0,020	7.326,670	-5,948	-23,669	0,000	-2,089
P21	205,198	5.386,318	-5,947	-23,669	-0,001	-2,115
P22	331,673	8.425,150	-5,947	-23,669	-0,001	-2,112
P23	331,669	8.425,148	-5,947	-23,670	-0,001	-2,109
P24	331,665	8.425,146	-5,947	-23,670	-0,001	-2,106
P25	371,442	9.575,416	-5,947	-23,670	-0,001	-2,103
P26	371,437	9.575,413	-5,947	-23,670	-0,001	-2,101
P27	331,653	8.425,139	-5,947	-23,670	-0,001	-2,098
P28	331,649	8.425,137	-5,947	-23,670	-0,001	-2,095
P29	331,139	8.424,143	-5,947	-23,670	-0,001	-1,497
P30	205,165	5.386,316	-5,947	-23,670	-0,001	-2,089
P31	-208,836	5.088,118	-5,947	-23,670	0,001	-2,115
P32	-329,339	8.269,080	-5,947	-23,670	0,001	-2,112
P33	-329,342	8.269,083	-5,947	-23,670	0,001	-2,109
P34	-329,346	8.269,084	-5,947	-23,670	0,001	-2,106
P35	-375,195	9.275,188	-5,947	-23,670	0,001	-2,103
P36	-375,198	9.275,192	-5,947	-23,670	0,001	-2,101
P37	-329,356	8.269,092	-5,947	-23,670	0,001	-2,098
P38	-329,360	8.269,095	-5,947	-23,670	0,001	-2,095
P39	-328,503	8.270,089	-5,954	-23,697	-0,037	-8,996
P40	-208,868	5.088,162	-5,947	-23,670	0,001	-2,089
P41	0,033	6.104,198	-5,949	-23,671	0,000	-2,115
P42	0,031	11.144,908	-5,949	-23,671	0,000	-2,112
P43	0,030	11.144,905	-5,949	-23,671	0,000	-2,109
P44	0,028	11.144,905	-5,949	-23,671	0,000	-2,106
P45	0,027	10.943,049	-5,949	-23,671	0,000	-2,103
P46	0,025	10.943,049	-5,949	-23,671	0,000	-2,101
P47	0,024	11.144,908	-5,949	-23,671	0,000	-2,098
P48	0,023	11.144,906	-5,949	-23,671	0,000	-2,095
P49	0,021	11.144,906	-5,949	-23,671	0,000	-2,092
P50	0,020	6.104,244	-5,949	-23,671	0,000	-2,089
P51	0,008	5.943,768	-264,004	-91,726	0,000	-0,529
P52	0,008	6.286,038	-18,065	-91,725	0,000	-0,529
P53	0,008	7.796,219	-22,542	-91,726	0,000	-0,528
P54	0,007	7.796,219	-22,542	-91,726	0,000	-0,527
P55	0,007	8.550,608	-281,908	-91,726	0,000	-0,526
P56	0,006	7.187,299	34,865	-91,727	0,000	-0,526
P57	0,006	7.796,220	-22,542	-91,727	0,000	-0,525
P58	0,006	7.796,218	-22,542	-91,727	0,000	-0,524
P59	0,005	7.649,363	-228,978	-91,727	0,000	-0,523
P60	0,005	4.580,477	16,958	-91,727	0,000	-0,523
<b>Totais</b>	<b>0,003</b>	<b>507.309,027</b>	<b>-1.900,389</b>	<b>-2.781,214</b>	<b>-0,038</b>	<b>-100,909</b>

Fonte: Próprio autor.

**Quadro A.8 – Forças e momentos na fundação do edifício garagem contraventado por pórticos treliçados em 90° considerando a sobreposição das ações horizontais.**

Pilar	Fx1 (kN)	Fx2 (kN)	Fx3 (kN)	Mx1 (kN.m)	Mx2 (kN.m)	Mx3 (kN.m)
P1	5,126	5.769,202	-143,857	0,011	0,001	-23,165
P2	5,126	7.138,403	115,767	0,011	-0,001	-23,164
P3	5,125	7.796,227	0,004	0,011	0,000	-23,161
P4	5,125	7.796,229	0,004	0,011	0,000	-23,160
P5	5,125	7.868,951	-158,373	0,011	0,001	-23,160
P6	5,124	7.868,985	158,401	0,011	-0,001	-23,159
P7	5,123	7.796,239	0,004	0,011	0,000	-23,156
P8	5,123	7.796,241	0,004	0,011	0,000	-23,155
P9	5,123	7.138,397	-115,739	0,011	0,001	-23,156
P10	5,122	5.769,255	143,884	0,011	-0,001	-23,155
P11	19,420	7.326,634	0,001	0,001	0,000	-90,097
P12	19,418	11.144,914	0,001	0,001	0,000	-90,092
P13	19,417	11.144,912	0,001	0,001	0,000	-90,089
P14	19,415	11.144,918	0,001	0,001	0,000	-90,084
P15	19,413	10.943,065	0,001	0,001	0,000	-90,080
P16	19,412	10.943,066	0,001	0,001	0,000	-90,076
P17	19,410	11.144,930	0,001	0,001	0,000	-90,072
P18	19,408	11.144,933	0,001	0,001	0,000	-90,068
P19	19,406	11.144,938	0,001	0,001	0,000	-90,064
P20	19,405	7.326,670	0,001	0,001	0,000	-90,060
P21	319,220	6.423,483	0,000	0,000	0,000	-90,097
P22	445,692	9.462,310	0,000	0,000	0,000	-90,092
P23	445,686	9.462,302	0,000	0,000	0,000	-90,089
P24	445,680	9.462,293	0,000	0,000	0,000	-90,084
P25	485,455	10.612,558	0,000	0,000	0,000	-90,080
P26	485,448	10.612,552	0,000	0,000	0,000	-90,076
P27	445,662	9.462,271	0,000	0,000	0,000	-90,072
P28	445,656	9.462,263	0,000	0,000	0,000	-90,068
P29	445,444	9.461,418	0,000	0,000	0,000	-89,825
P30	319,167	6.423,431	0,000	0,000	0,000	-90,060
P31	-94,814	4.050,953	0,000	0,000	0,000	-90,097
P32	-215,320	7.231,922	0,000	0,000	0,000	-90,092
P33	-215,324	7.231,930	0,000	0,000	0,000	-90,089
P34	-215,330	7.231,936	0,000	0,000	0,000	-90,084
P35	-261,182	8.238,047	0,000	0,000	0,000	-90,080
P36	-261,186	8.238,054	0,000	0,000	0,000	-90,076
P37	-215,347	7.231,960	0,000	0,000	0,000	-90,072
P38	-215,353	7.231,969	0,000	0,000	0,000	-90,068
P39	-214,631	7.232,814	0,000	0,000	0,000	-97,002
P40	-94,866	4.051,047	0,000	0,000	0,000	-90,060
P41	19,420	6.104,198	-0,001	-0,001	0,000	-90,097
P42	19,418	11.144,908	-0,001	-0,001	0,000	-90,092
P43	19,417	11.144,905	-0,001	-0,001	0,000	-90,089
P44	19,415	11.144,905	-0,001	-0,001	0,000	-90,084
P45	19,413	10.943,049	-0,001	-0,001	0,000	-90,080
P46	19,412	10.943,049	-0,001	-0,001	0,000	-90,076
P47	19,410	11.144,908	-0,001	-0,001	0,000	-90,072
P48	19,408	11.144,906	-0,001	-0,001	0,000	-90,068
P49	19,406	11.144,906	-0,001	-0,001	0,000	-90,064
P50	19,405	6.104,244	-0,001	-0,001	0,000	-90,060
P51	5,126	5.262,125	-140,496	-0,011	0,001	-23,165
P52	5,126	6.967,681	105,442	-0,011	-0,001	-23,164
P53	5,125	7.796,219	-0,004	-0,011	0,000	-23,161
P54	5,125	7.796,219	-0,004	-0,011	0,000	-23,160
P55	5,125	7.868,965	-158,400	-0,011	0,001	-23,160
P56	5,124	7.868,942	158,373	-0,011	-0,001	-23,159
P57	5,123	7.796,220	-0,004	-0,011	0,000	-23,156
P58	5,123	7.796,218	-0,004	-0,011	0,000	-23,155
P59	5,123	6.967,720	-105,469	-0,011	0,001	-23,156
P60	5,122	5.262,120	140,467	-0,011	-0,001	-23,155
<b>Totais</b>	<b>2.770,489</b>	<b>507.309,029</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>-4.073,009</b>

Fonte: Próprio autor.