

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL  
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

**ANDRÉ BRESSAN**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE QUANTITATIVOS E ESFORÇOS EM DIFERENTES  
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**

**CAXIAS DO SUL**

**2022**

**ANDRÉ BRESSAN**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE QUANTITATIVOS E ESFORÇOS EM DIFERENTES  
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado à Universidade de Caxias do Sul como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva.

**CAXIAS DO SUL**

**2022**

**ANDRÉ BRESSAN**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE QUANTITATIVOS E ESFORÇOS EM DIFERENTES  
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado à Universidade de Caxias do Sul como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Aprovado em**

**Banca Examinadora**

---

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof. Me. Luciano Zatti  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Cleudete e Clovis, que não mediram esforços para que eu chegasse até aqui. Sou muito grato a vocês e não digo o suficiente. Essa conquista também é de vocês. Agradeço também a toda minha família, que sempre viu potencial em mim e me fez sentir capaz. Obrigado por todo amor e por terem ajudado a forjar quem eu sou.

Preciso agradecer aos meus amigos, os de longa data e os que fiz nesse trajeto, que sempre me apoiaram, nos momentos difíceis e nos momentos de felicidade. Obrigado por estarem aí para mim sempre que precisei e entenderem que estava focando nos meus sonhos.

Obrigado aos amigos que fiz durante a graduação. Conviver com vocês tornou essa experiência acadêmica mais leve e prazerosa, desde o começo. Tenho certeza que seremos ótimos profissionais juntos e que essa amizade vai ir além da Engenharia Civil.

Agradeço também a todos meus colegas de trabalho e aos professores da engenharia, que compartilharam seus conhecimentos comigo e ajudaram a moldar o profissional que sou hoje. Um obrigado especial ao professor e meu orientador Gustavo Ribeiro da Silva, que me acolheu neste final de curso e desenvolveu comigo esse trabalho. O apoio e parceria foi essencial para que este trabalho pudesse ser finalizado.

Tem um pedaço de cada um de vocês em mim e neste trabalho, então, muito obrigado!

*“Remember to look up at the stars and not down at your feet. Try to make sense of what you see and wonder about what makes the universe exist. Be curious. And however difficult life may seem, there is always something you can do and succeed at. It matters that you don't just give up.”*

**Stephen Hawking**

## RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo verificar os diferentes resultados obtidos ao processar a mesma estrutura com variações em sua concepção. Para isso, foram desenvolvidos três modelos de estruturas e três concepções estruturais para cada uma, levando em consideração as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) e demais normas pertinentes. Os modelos foram desenvolvidos no *software* TQS e processados de modo a apresentar dados de esforços, deslocamentos e quantitativos de material. Com os dados obtidos foi analisado qual concepção se torna menos onerosa e qual o comportamento da estrutura quando o número de pilares e o vão entre eles é alterado, quando os pilares são rotacionados de modo a modificar a rigidez e quando são utilizados diferentes tamanhos de balanço na estrutura. Foi concluído que o número de elementos tem grande influência no custo, assim como pilares rotacionados estrategicamente de modo a aumentar a rigidez da estrutura. Também foi observado que, neste trabalho, balanço de cerca de 30% do vão é o ideal para que a estrutura fique otimizada.

**Palavras-chave:** concepção estrutural; análise estrutural; quantitativos; esforços solicitantes; concreto armado.

## ABSTRACT

The present work aimed to verify the different results obtained when processing the same structure with variations in its design. To do so, three models of structures and three structural designs for each one were developed, taking into account the requirements of ABNT NBR 6118 (2014) and other relevant standards. The models were developed in the TQS *software* and processed in order to present data on straining, displacements and quantities of material. With the data obtained, it was analyzed which design becomes less onerous and how the structure behaves when the number of pillars and the space between them is changed, when the pillars are rotated in order to modify the stiffness and when different cantilever sizes are used in the structure. It was concluded that the number of elements has a great influence on the cost, as well as strategically rotated pillars in order to increase the rigidity of the structure. It was also observed that, in this work, a cantilever of about 30% of the interspace is the ideal for the structure to be optimized.

**Keywords:** structural design; structural analysis; quantitative; soliciting strain; reinforced concrete.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Delineamento do Trabalho .....	16
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica $V_o$ .....	22
Figura 3 - Efeitos de Segunda Ordem .....	24
Figura 4 - Divisão de Áreas de Influência de Pilar.....	38
Figura 5 - Subarmação e Superarmação de Vigas .....	44
Figura 6 - Classificações de Pilares .....	45
Figura 7 - Modelo do Edifício Base 1 .....	52
Figura 8 - Planta de Formas do Edifício Base 1 .....	53
Figura 9 - Modelo do Edifício Base 2 .....	54
Figura 10 - Planta de Formas do Edifício Base 2 .....	54
Figura 11 - Modelo do Edifício Base 3 .....	55
Figura 12 - Planta de Formas do Edifício Base 3 .....	55
Figura 13 – Modelo 1.1 .....	57
Figura 14 - Modelo 1.2 .....	58
Figura 15 - Modelo 1.3 .....	58
Figura 16 - Momento Fletor no Pórtico P4-P5-P6 do Modelo 1.1.....	61
Figura 17 - Momento Fletor no Pórtico P5-P6-P7-P8 do Modelo 1.2 .....	61
Figura 18 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9 do Modelo 1.3 .....	61
Figura 19 - Força Normal no pilar P6 .....	62
Figura 20 - Esforço nos Pilares P4 (a) e P9 (b).....	63
Figura 21 - Modelo 2.1 .....	64
Figura 22 - Modelo 2.2 .....	64
Figura 23 - Modelo 2.3 .....	65
Figura 24 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9-P10 do Modelo 2.1.....	67
Figura 25 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9-P10 do Modelo 2.2.....	67
Figura 26 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9-P10 do Modelo 2.3.....	67
Figura 27 - Momento Fletor no Pórtico P2-P7-P12-P17 do Modelo 2.1 .....	68
Figura 28 - Momento Fletor no Pórtico P2-P7-P12-P17 do Modelo 2.2 .....	68
Figura 29 - Momento Fletor no Pórtico P2-P7-P12-P17 do Modelo 2.3 .....	68
Figura 30 - Vista Frontal do Deslocamento em Função do Vento a $0^{\circ}$ no Modelo 2.1 .....	69



Figura 31 - Vista Frontal do Deslocamento em Função do Vento a 0° no Modelo 2.2	70
Figura 32 - Vista Frontal do Deslocamento em Função do Vento a 0° no Modelo 2.3	70
Figura 33 - Vista Lateral do Deslocamento em Função do Vento a 90° no Modelo 2.1	71
Figura 34 - Vista Lateral do Deslocamento em Função do Vento a 90° no Modelo 2.2	72
Figura 35 - Vista Lateral do Deslocamento em Função do Vento a 90° no Modelo 2.3	72
Figura 36 - Modelo 3.1	74
Figura 37 - Modelo 3.2	74
Figura 38 - Modelo 3.3	75
Figura 39 - Momento Fletor no Pórtico P9-P10-P11 do Modelo 3.1	77
Figura 40 - Momento Fletor no Pórtico P7-P8-P9 do Modelo 3.2	78
Figura 41 - Momento Fletor no Pórtico P7-P8-P9 do Modelo 3.3	78
Figura 42 - Trecho do Detalhamento do Pilar P9 do Modelo 3.1	79
Figura 43 - Trecho do Detalhamento do Pilar P7 do Modelo 3.2	79

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA) .....	19
Quadro 2 - Nomenclatura dos Modelos.....	56

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$ .....	20
Tabela 2 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares.....	40
Tabela 3 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para lajes em balanço .....	43
Tabela 4 - Parâmetros de Projeto .....	51
Tabela 5 - Quantitativo de Materiais e Custos da Edificação 1 .....	59
Tabela 6 - Quantitativo de Materiais e Custos da Edificação 2 .....	65
Tabela 7 - Quantitativo de Materiais e Custos da Edificação 3 .....	75

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
1.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	15
1.2 OBJETIVOS.....	15
<b>1.2.1 Objetivo Geral .....</b>	<b>15</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos .....</b>	<b>15</b>
1.3 HIPÓTESE.....	15
1.4 PRESSUPOSTO.....	16
1.5 PREMISSAS E DELIMITAÇÃO .....	16
1.6 DELINEAMENTO.....	16
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>17</b>
2.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO .....	17
<b>2.1.1 Propriedades do Concreto .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.2 Propriedades do Aço .....</b>	<b>18</b>
<b>2.1.3 Durabilidade do Concreto Armado.....</b>	<b>19</b>
<b>2.1.4 Ações sobre as estruturas .....</b>	<b>21</b>
2.1.4.1 Força do vento na estrutura.....	21
<b>2.1.5 Contraventamento .....</b>	<b>23</b>
<b>2.1.6 Estabilidade Global.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.7 Estados Limites .....</b>	<b>27</b>
2.1.7.1 Estado Limite Último (ELU).....	27
2.1.7.2 Estado Limite de Serviço (ELS) .....	28
2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	29
<b>2.2.1 Definição e Procedimento .....</b>	<b>29</b>
<b>2.2.2 Parâmetros de Projeto.....</b>	<b>31</b>
2.2.2.1 Definição dos Vínculos .....	31
2.2.2.2 Caminho de Ações.....	32

2.2.2.3 Escolha do Tipo de Laje .....	32
2.2.2.4 Posicionamento de Pilares e Vigas.....	33
2.3 MODELAGEM ESTRUTURAL .....	34
<b>2.3.1 Modelo Computacional .....</b>	<b>34</b>
<b>2.3.2 Softwares para Projeto Estrutural .....</b>	<b>35</b>
<b>2.3.3 Método de análise do modelo estrutural .....</b>	<b>36</b>
<b>2.3.4 Critérios de Projeto.....</b>	<b>37</b>
<b>2.3.5 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais.....</b>	<b>37</b>
2.3.5.1 Pré-dimensionamento de Pilares .....	38
2.3.5.2 Pré-dimensionamento de Vigas .....	41
2.3.5.3 Pré-dimensionamento de Lajes .....	41
2.4 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	43
<b>2.4.1 Dimensionamento e Detalhamento de Pilares .....</b>	<b>45</b>
<b>2.4.2 Dimensionamento e Detalhamento de Vigas .....</b>	<b>47</b>
<b>2.4.3 Dimensionamento e Detalhamento de Lajes .....</b>	<b>48</b>
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>51</b>
3.1 PARÂMETROS DE PROJETO.....	51
3.2 MODELOS ESTRUTURAIS.....	52
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>57</b>
4.1 EDIFICAÇÃO 1 .....	57
<b>4.1.1 Quantitativo de Material .....</b>	<b>59</b>
<b>4.1.2 Análise Estrutural .....</b>	<b>60</b>
4.2 EDIFICAÇÃO 2 .....	63
<b>4.2.1 Quantitativo de Material .....</b>	<b>65</b>
<b>4.2.2 Análise Estrutural .....</b>	<b>66</b>
4.3 EDIFICAÇÃO 3.....	73
<b>4.3.1 Quantitativo de Material .....</b>	<b>75</b>

<b>4.3.2 Análise Estrutural .....</b>	<b>77</b>
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>81</b>
<b>REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>83</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Todo projeto estrutural parte da necessidade de um cliente de ter o documento necessário para a execução da sua estrutura, de forma segura e economicamente viável. A primeira etapa do projeto estrutural é o planejamento, que abrange a idealização da estrutura, ou a concepção estrutural, que é a ideia inicial de como a estrutura vai ficar. A concepção precede o dimensionamento e os cálculos dos elementos, e é a parte mais intuitiva do projeto, que varia conforme as ideias e experiência do engenheiro projetista (REBELLO, 2000).

Mas além de o projeto ser executável, deve haver uma harmonia também entre a estética e o custo da estrutura, sem desfavorecer a segurança e levando em consideração as peculiaridades da obra. Cada concepção estrutural gera carregamentos e esforços diferentes nos elementos estruturais, e com isso, diferentes detalhamentos de armadura e formas, podendo aumentar os custos ou deixar a estrutura mais econômica (GILBERT *et al.* 2014).

Criar situações de projeto diferentes para o mesmo edifício permite analisar como será o comportamento da estrutura em função de alterações pontuais nos elementos. Quanto mais concepções forem criadas para o mesmo edifício, melhor será o entendimento de qual escolhas devem ser tomadas. Entender como a estrutura reage quando um elemento ou um fator de projeto muda é de extrema importância para o engenheiro civil projetista estrutural, que vai analisar o desempenho da estrutura e modificar ela conforme necessário, buscando sempre economia e segurança.

Todo projeto estrutural também deve seguir as definições normativas para seu desenvolvimento. Este trabalho toma como base principalmente a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, além de diversas normas complementares.

Portanto, este trabalho teve como objetivo analisar o comportamento de três edifícios ao utilizar diferentes concepções estruturais para cada um deles, verificando os esforços resultantes e os quantitativos de materiais.

## 1.1 QUESTÃO DE PESQUISA

O quão significativo é a diferença de quantitativo de material e esforços resultantes nos elementos estruturais de um edifício em diferentes concepções estruturais?

## 1.2 OBJETIVOS

Os objetivos dividem-se em objetivos geral e específicos e estão apresentados a seguir.

### 1.2.1 Objetivo Geral

Analisar três edifícios em concreto armado a partir de três concepções estruturais diferentes para cada um deles, gerando nove modelos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

A partir do objetivo geral foram definidos os objetivos específicos abaixo:

- a) elaborar nove concepções estruturais com diferentes disposições e variações dos elementos;
- b) comparar os esforços resultantes nos elementos estruturais em cada concepção estrutural;
- c) comparar o quantitativo de material utilizado em cada concepção estrutural.

## 1.3 HIPÓTESE

Diferentes concepções estruturais geram detalhamentos e esforços solicitantes distintos nos elementos estruturais, assim como influências na arquitetura e na quantidade de material a ser utilizada.



## 1.4 PRESSUPOSTO

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014), “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, será seguida para realizar os cálculos dos esforços da estrutura.

## 1.5 PREMISSAS E DELIMITAÇÃO

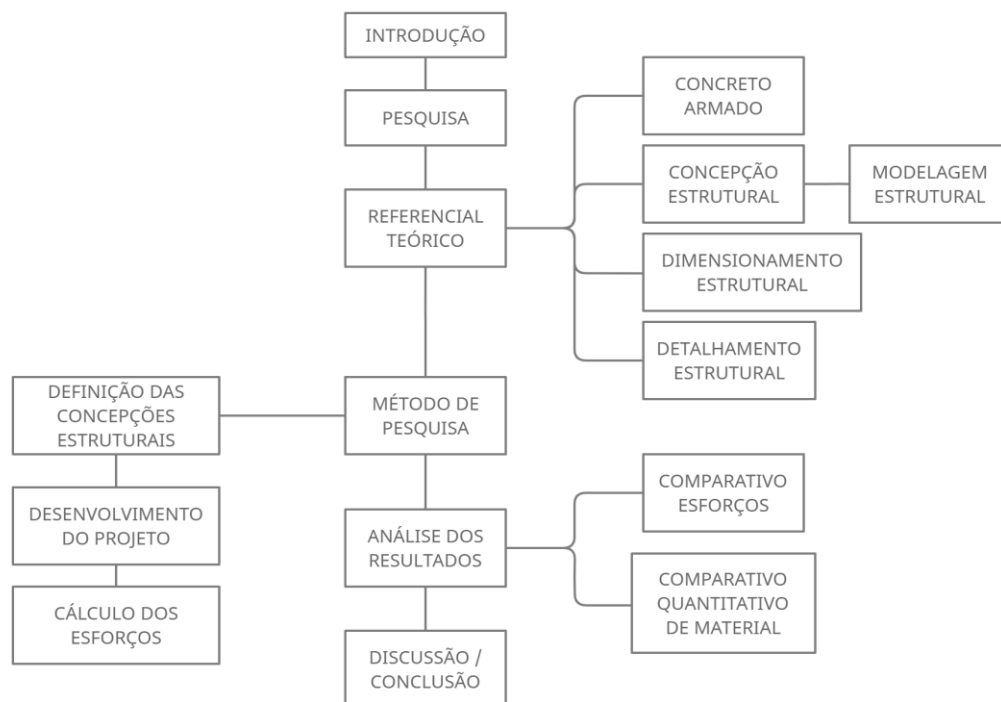
As premissas e delimitação definidos para o projeto estão a seguir:

- para o projeto, será utilizado concreto com resistência de 25 MPa e aço classe CA50;
- os objetos de estudo serão edifícios padrões de 5 pavimentos, localizado na cidade de Caxias do Sul;
- não cabe ao escopo do projeto o cálculo e dimensionamento das fundações.

## 1.6 DELINEAMENTO

As etapas deste trabalho seguirão conforme o delineamento apresentado na Figura 1 abaixo.

Figura 1 - Delineamento do Trabalho



Fonte: Autor (2022).

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para chegar no objetivo do trabalho, com o dimensionamento e detalhamento completo das concepções estruturais, é fundamental o entendimento do processo de cálculo e projeto. As normas sempre serão a base para qualquer escolha, porém, diversos autores auxiliam em soluções empíricas para dimensionar e detalhar a estrutura com base na experiência em projeto estrutural.

### 2.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

O concreto armado é uma solidarização de dois elementos: o concreto e o aço. Os dois materiais trabalham e deformam juntos, em função da aderência entre eles. Quanto maior o atrito entre aço e concreto, mais próximo estará de ser “concreto armado”. O concreto resiste em média dez vezes mais ser comprimido do que tracionado, então embora ele seja excelente resistindo à compressão, fez-se necessário a combinação com um material excelente à tração, o aço (BOTELHO e MARCHETTI, 2002).

As principais vantagens do concreto armado, além de permitir vencer vãos antes não possíveis apenas com o concreto, segundo Teatini (2016), são: a fácil adaptação às formas e executabilidade das peças, economia devido a facilidade de obtenção dos materiais, durabilidade elevada e resistência que aumenta com a idade e com a adição de aditivos. Carvalho (2014), entretanto, apresenta desvantagens do concreto armado, como o peso próprio elevado (em média 25 kN/m<sup>3</sup>), alto consumo de formas e escoras, tempo elevado de execução e dificuldade de alterações e reformas posteriores.

#### 2.1.1 Propriedades do Concreto

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) o concreto apresenta massa específica entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>, mas para efeitos de cálculo, pode-se adotar 2400 kg/m<sup>3</sup> para concreto simples e 2.500 kg/m<sup>3</sup> para concreto armado. A norma também estabelece que os valores característicos são aqueles cuja probabilidade de que apareça, em um dado lote de material, um valor menor que ele, é de apenas 5%.

A resistência característica do concreto é obtida através de ensaios com corpos de prova e leva em consideração o valor da média aritmética das resistências à compressão dos corpos de prova aos 28 dias em conjunto com um desvio da série de valores, por meio de um coeficiente de variação. Assim, é obtida uma estimativa do  $f_{ck}$  do concreto com 95% de confiança (CARVALHO, 2014). Com o  $f_{ck}$  definido e com o coeficiente de ponderação de resistência no estado limite último " $\gamma_c$ ", que varia de 1,2 (combinações normais) a 1,4 (combinações especiais ou excepcionais), é possível obter a resistência à compressão de cálculo do concreto, que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) pode ser calculada pela Equação 1 a seguir:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

A resistência à tração normalmente é desconsiderada, dada a baixa resistência do concreto à essa solicitação. Porém, é necessário conhecer ela pois está relacionada com resistência ao esforço cortante e fissuração. Os ensaios para obter esse valor devem ser feitos segundo a NBR 7222 (ABNT, 2011), para resistência à tração indireta " $f_{ct,sp}$ " e a NBR 12142 (ABNT, 2010), para resistência à tração na flexão " $f_{ct,f}$ " (CARVALHO, 2014). Já a resistência à tração direta " $f_{ct}$ ", segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode ser considerada igual a  $0,9f_{ct,sp}$  ou  $0,7f_{ct,f}$  e, quando não for possível realizar ensaios para obter esses valores, pode ser calculado um valor médio ou característico utilizando as equações prescritas nesta norma.

### 2.1.2 Propriedades do Aço

O aço no concreto armado pode ser de três tipos: CA-25, usado apenas em obras pequenas; CA-50, sendo o mais usual; e CA-60, usado normalmente em pré-moldados. O aço CA-25 tem superfície lisa, enquanto o CA-50 e CA-60 têm superfície rugosa que gera mais aderência entre a armadura e o concreto. Além disso, o aço CA-50 tem o dobro da resistência do CA-25 e 20% menos resistência do que o CA-60 (BOTELHO e FERRAZ, 2016).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor da massa específica para aço de armadura passiva e ativa pode ser adotado como  $7850 \text{ kg/m}^3$ , e o módulo de

elasticidade para aço de armadura passiva e ativa pode ser adotado, respectivamente, 210 GPa e 200 GPa.

### 2.1.3 Durabilidade do Concreto Armado

A NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de forma a manter sua estabilidade, segurança e função durante o prazo correspondente a sua vida útil. Nesse sentido, a estrutura deve resistir às ações do ambiente, que estão relacionadas com ações físicas e químicas exteriores à estrutura. O Quadro 1 a seguir apresenta as classificações de agressividade ambiental.

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana <sup>a,b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup> Industrial <sup>a,b</sup>	Grande
IV	Muito forte	Industrial <sup>a,c</sup> Respingos de maré	Elevado

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Outro fator ligado à durabilidade das estruturas é o cobrimento das armaduras. O cobrimento mínimo é a distância entre a face da peça e a armadura mais próxima dessa face, com intuito de proteger as barras das ações ambientais, como a corrosão, em conjunto com uma boa compactação do concreto (CARVALHO, 2014). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o cobrimento mínimo ( $c_{\min}$ ) é composto por um cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ) com um acréscimo de tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Usa-se  $\Delta c$  igual ou maior a 10mm em obras correntes, mas pode ser usado 5mm em situações de controle rígido da qualidade do cobrimento e for especificado em projeto. A Tabela 1 prescreve os cobrimentos nominais para os elementos da estrutura de concreto armado com  $\Delta c = 10$  mm, relacionados com sua respectiva classe de agressividade ambiental.

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV <sup>a</sup>
	Cobrimento nominal (mm)			
Laje <sup>a</sup>	20	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo <sup>b</sup>	30	30	40	50

<sup>a</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5 (NBR 6118, 2014), respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>b</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

### 2.1.4 Ações sobre as estruturas

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define ações como causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas e as classifica como ações permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes estão presentes em toda ou quase toda vida útil da estrutura e podem ser divididas em diretas e indiretas. Para as permanentes diretas, a norma considera o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, o peso dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. Já para as permanentes indiretas, a norma considera a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais. A NBR 6118 (ABNT, 2014) adiciona fluência do concreto e imperfeições geométricas a essas ações.

As ações variáveis são as cargas acidentais, que podem estar ou não presentes na estrutura. Elas variam durante a vida útil da estrutura e são ações decorrentes do uso, seja em função da presença de pessoas, móveis, veículos ou ventos (ADORNA *et al.*, 2021). As ações variáveis ainda podem ser divididas em normais e especiais, sendo as normais aquelas que devem ser obrigatoriamente consideradas no projeto estrutural devido sua grande probabilidade de ocorrência, e as especiais aquelas que devem ser consideradas em situações específicas de projeto, como em áreas com risco de sismos. Por fim, as ações excepcionais são aquelas que têm probabilidade muito baixa de ocorrência durante toda a vida da construção, como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais (ABNT, 2003).

As ações sobre as estruturas geram esforços verticais e horizontais. O principal esforço vertical é o da gravidade, que compreende o peso próprio da estrutura e demais cargas incidentes, como alvenaria, revestimentos e objetos. Já o principal esforço horizontal é o vento, que deve ser calculado em todo projeto estrutural em que seu efeito gera esforços consideráveis, de acordo com a norma específica (CARVALHO, 2014).

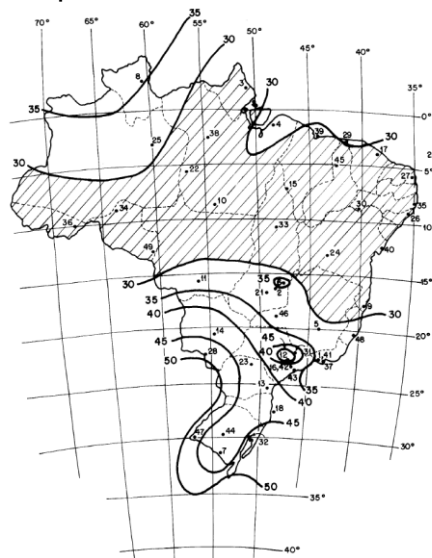
#### 2.1.4.1 Força do vento na estrutura

Segundo KASSIMALI (2016), o fluxo do vento gera esforços na estrutura, que podem ser maiores ou menores dependendo da localização geográfica, terreno e

geometria do edifício. A determinação desses esforços baseia-se na relação entre a velocidade do vento e a pressão dinâmica sobre uma superfície plana perpendicular ao sentido desse vento. A norma brasileira que contempla o procedimento de cálculo em relação ao vento sobre as estruturas é a NBR 6123 (1988).

Para determinar a força global do vento sobre a estrutura é necessário encontrar os valores da velocidade básica e característica do vento e sua pressão dinâmica. A NBR 6123 (ABNT, 1988) define a velocidade básica do vento “ $V_0$ ” como a “velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. Essa velocidade pode ser determinada a partir do gráfico das isopletas apresentado na Figura 2 abaixo, cujas velocidades estão em m/s.

Figura 2 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Já a velocidade característica é definida, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), pela seguinte Equação 2:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2)$$

Onde:

$V_k$  = velocidade característica;

$V_0$  = velocidade básica do vento;

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;  
 $S_3$  = fator estatístico.

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração o relevo do terreno e é considerado 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados. O fator  $S_2$  considera o efeito da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. Os valores para encontrar esse fator são tabelados e variam conforme a classe, categoria e altura do terreno. Já o fator  $S_3$  é estatístico e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação que varia de 0,83 a 1,10. Para edificações residenciais, usa-se  $S_3 = 1,0$  (NBR 6123, 1988).

A pressão dinâmica do vento “ $q$ ”, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), é igual a  $0,613 \cdot V_k^2$ , sendo esse valor em N/m<sup>2</sup>. O coeficiente de arrasto é definido graficamente em função das relações  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ . Por fim, calcula-se a força global do vento sobre uma edificação através da Equação 3:

$$F = C \cdot q \cdot A \quad (3)$$

Onde:

$F$  = força global do vento;

$C$  = coeficiente de arrasto;

$A$  = área frontal ou perpendicular à direção do vento.

### 2.1.5 Contraventamento

De acordo com Yazigi (2021), é comum separar a estrutura da edificação em duas subestruturas, uma para resistir aos carregamentos verticais e outra para resistir aos horizontais, sendo a última composta por elementos mais rígidos para resistir principalmente às forças do vento, além de parte dos carregamentos verticais. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as subestruturas de contraventamento podem ser de nós fixos ou de nós móveis e seus elementos podem ser classificados como elementos de contraventamento e os elementos contraventados.

Os pilares da estrutura que são os menos rígidos são os contraventados, enquanto os demais são pilares de contraventamento. Segundo Fusco e Onishi



(2017), essa definição vem da premissa que o vento afeta todos os pilares de um edifício alto, então alguns são reforçados para resistir a essa ação. Grabasck *et al.* (2021) complementam que essas estruturas de contraventamento podem ser formadas por pilares e vigas, pilares-parede, enrijecedores inclinados formando treliças, núcleos rígidos e até mesmo pelas próprias lajes de piso e paredes de vedação, com intuito de promover a estabilidade global da estrutura.

### 2.1.6 Estabilidade Global

Todas as estruturas sofrem ações horizontais decorrentes principalmente da força do vento. As estruturas mais altas e mais esbeltas estão sujeitas a esforços ainda maiores e podem apresentar problemas de instabilidade estrutural. Assim, todas as estruturas devem ter sua estabilidade global calculada para verificar se essas ações impactam na segurança do edifício (CARVALHO, 2009).

As estruturas projetadas têm se tornado cada vez mais esbeltas e leves, com rigidez precária e concentrada no seu esqueleto. Portanto, deve-se considerar, desde a concepção estrutural, formas promover uma estabilidade adequada em função dos esforços de primeira e segunda ordem. Os efeitos de primeira ordem são os básicos, que consideram apenas a geometria não deformada da estrutura, enquanto os efeitos de segunda ordem consideram as deformações (PONTE, 2015). A Figura 3 demonstra os efeitos de segunda ordem.

Figura 3 - Efeitos de Segunda Ordem



Fonte: Kimura (2007).

Estabilidade global refere-se a estrutura completa, então deve-se considerar os esforços dela deformada. Quanto menor forem os efeitos de segunda ordem, mais estável está a estrutura, e esta avaliação da estabilidade deve ser realizada logo no início do projeto (KIMURA, 2007).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) todas as estruturas devem ter sua estabilidade global verificada, porém, ela permite desprezar os efeitos de segunda ordem quando estes forem inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem. Nesse caso, a estrutura é definida, em relação a seu grau de mobilidade, como uma estrutura de nós fixos. Quando a estrutura for de nós móveis, deve-se considerar obrigatoriamente os efeitos de segunda ordem, pois seu deslocamento horizontal não é pequeno.

Para definir se a estrutura é de nós móveis ou fixos, a norma propõe o cálculo do parâmetro de instabilidade “ $\alpha$ ”. O critério para que a estrutura seja de nós fixos é apenas “ $\alpha$ ” ser menor que “ $\alpha_1$ ”, cuja Equação (4) está descrita a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_K}{E_{cs} I_c}} \quad (4)$$

Onde:

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

$N_K$  = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ );

$E_{cs} I_c$  = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Assim, compara-se com o valor de  $\alpha_1$ , definido pelas Equações 5 e 6 abaixo:

$$\alpha = 0,2 + 0,1.n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (5)$$

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

Onde:

$n$  = número de níveis de barras horizontais (andares) a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Segundo Grabasck *et al.* (2021), o valor 0,6 para  $n > 3$  é um valor usual para edifícios, porém, pode ser aumentado para 0,7 em casos de contraventamento exclusivo de pilares-parede e deve ser diminuído para 0,5 quando só houver pórticos na estrutura. Já para Kimura (2007), esse coeficiente é bem menos utilizado que o coeficiente  $\gamma_z$ , que permite obter os esforços globais finais através de uma majoração de efeitos de primeira ordem.

O coeficiente  $\gamma_z$  avalia a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma mais eficiente que o coeficiente  $\alpha$  e seu uso é muito comum para engenheiros estruturais. Kimura (2007) explica como interpretar os valores desse coeficiente, onde:

- a) valores coerentes e comuns são números um pouco maiores do que 1 (1,10, 1,15, 1,20 etc.);
- b) valores superiores a 1,3 revelam que a estrutura é instável e impraticável (1,8, 1,9, 2,0, 3,0, 10,0 etc.);
- c) valores inferiores a 1, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural.

Assim, um  $\gamma_z$  aproximadamente 1,0 tem efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes e valores até 1,10 classificam a estrutura como sendo de nós fixos, com a possibilidade de desprezar os efeitos de segunda ordem.

Para calcular esse coeficiente, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta a Equação 7 a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$  = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada;

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

A norma também cita uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem para  $\gamma_z \leq 1,3$  que consiste na avaliação dos esforços finais a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95 \gamma_z$ . Porém, Filho (2019) comenta que não é recomendado utilizar processos simplificados para estruturas com  $\gamma_z$  maior que 1,3, mas sim utilizar outros processos, como o P-Delta.

### 2.1.7 Estados Limites

Os estados limites são os estados em que as estruturas podem ter sua integridade comprometida após ter sido ultrapassado o comportamento elástico linear dos materiais e determinam a paralisação total ou parcial da construção. Esses estados denotam desempenho inferior ao projetado e indica comprometimento da durabilidade da estrutura (FUSCO e ONISHI, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) impõe o esforço solicitante de cálculo “ $S_d$ ” seja igual ou maior que o esforço resistente de cálculo “ $R_d$ ”, ou seja, que as solicitações calculadas sejam inferiores às resistências dos elementos. Para isso, as condições de segurança devem ser verificadas em relação a todos os estados limites.

#### 2.1.7.1 Estado Limite Último (ELU)

Estado Limite Último refere-se ao colapso ou outra forma de ruína que comprometa a estrutura, como a perda de equilíbrio global ou parcial, deformação plástica excessiva, transformação da estrutura num sistema hipostático e perda de instabilidade. Na verificação da segurança quanto ao ELU, deve-se respeitar as combinações últimas previstas na NBR 6118 (ADORNA *et al.*, 2021).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), é fundamental estender a segurança verificada ao restante dos elementos através de um detalhamento adequado, pois permite costurar partes de um mesmo elemento. A norma também salienta que é necessário garantir boa ductilidade dos elementos, assim, em caso de ruína da estrutura, ela não vai acontecer de forma instantânea. Elementos rígidos demais rompem sem avisar, portanto, prever ductilidade suficiente permite que os usuários percebam antecipadamente a possibilidade de ruína.

### 2.1.7.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

O estado limite de serviço, também chamado de estado limite de utilização, refere-se à experiência do usuário. Quando as condições de conforto, durabilidade, aparência e funcionalidade da estrutura estão comprometidas, acontece uma impossibilidade de utilização da estrutura, seja por pessoas, máquinas ou equipamentos sobre ela (VENTURI, LAZZARI e BOTELHO, 2021).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta alguns tipos de estados limites de serviço usuais em estruturas de concreto armado. São eles: estado-limite de formação e abertura de fissuras (ELS-F e ELS-W), estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF), estado-limite de descompressão e descompressão parcial (ELS-D e ELS-DP), estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE) e estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE). A norma ainda aponta a possibilidade da necessidade de verificar estados limites não definidos nela em caso de construções especiais e estabelece alguns deslocamentos limite que verificar o ELS, divididos em quatro grupos:

- a) aceitabilidade sensorial, cujo limite refere-se a vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- b) efeitos específicos, em que os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) efeitos em elementos não estruturais, em que deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos ligados à estrutura;
- d) efeitos em elementos estruturais, em que os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural e devem ser levados em consideração na estabilidade da estrutura se forem relevantes.

Na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) encontram-se os valores limite de deslocamento para cada grupo, relacionando vãos, alturas e rotações com seus respectivos deslocamentos limites. São os valores que adequam a estrutura às condições necessárias para serviço.

## 2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O projeto estrutural tem início com a necessidade de um cliente e termina com a documentação aprovada por este cliente para a realização da estrutura. Desde o século XIX, essa área da engenharia tem evoluído, com o desenvolvimento de tecnologias de materiais como concreto armado, de processos construtivos que possibilitam executar novas soluções e teorias de cálculo que permitem a verificá-las. O engenheiro ou projetista estrutural, como é chamado quem desenvolve o projeto da estrutura, tem o conhecimento para realizar o projeto de forma a atender as necessidades do cliente, considerando as condições estabelecidas por norma (MARTHA, 2017).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o projeto deve satisfazer os requisitos de qualidade, que se referem à resistência, desempenho e durabilidade da estrutura, bem como a compatibilização com os projetos arquitetônicos, complementares e com a solução construtiva. O apoio normativo permite projetar em favor da segurança, para que a estrutura não seja prejudicada por uma definição ruim de materiais e dimensões dos elementos.

O processo de desenvolvimento do projeto estrutural é composto de várias etapas. Planejamento, análise, dimensionamento, detalhamento e revisão são as principais delas (KASSIMALI, 2016). O planejamento abrange o estudo das possibilidades de executar a estrutura, dadas suas peculiaridades, cuja fase inicial é a concepção estrutural. Nessa fase surgem as primeiras ideias do que poderá se tornar a estrutura pronta.

### 2.2.1 Definição e Procedimento

Concepção é algo anterior ao dimensionamento da estrutura. É a ideia inicial que vem antes de calcular e quantificar, podendo ser definida como uma ação intuitiva do projetista (REBELLO, 2000). Conceber a estrutura é pensar nela como um todo, em como ela vai se portar quando for construída, tendo em mente como os elementos transmitirão as cargas ao solo. A etapa de concepção estrutural serve para prever a possibilidade de a estrutura ser realizada, sem a necessidade de já definir os específicos da estrutura, como os tipos de vínculos, lajes e resistências dos materiais.

Para pensar na estrutura inteira deve-se pensar em todos os elementos que fazem parte dela. Qualquer tipo de estrutura é um sistema estrutural formado por elementos estruturais menores (EDMUNGO *et al.*, 2018). Cada um desses elementos, individualmente, tem características a serem consideradas na concepção de forma que interajam entre si e resistam aos esforços aplicados conforme sua função. Como a viga que tem características e função estrutural de descarregar as cargas das lajes e paredes no pilar, que conseqüentemente descarrega na fundação e solo.

Quem deve definir como será o sistema estrutural do edifício e conceber as posições dos elementos, forma de transmissão de carga e comportamento global é o engenheiro, que tomará decisões técnicas com base na especificidade da obra. Essas decisões são referentes à escolha da forma estrutura, buscando economia, segurança e eficiência, respeitando a arquitetura e de forma executável. Como cada obra tem suas particularidades, fatores como a resistência do solo ou disponibilidade de material na região podem levar a tomada de decisões completamente diferentes para o mesmo empreendimento (GILBERT *et al.* 2014).

A fase de planejamento engloba a funcionalidade, pré-dimensionamento e viabilidade da estrutura. Considera-se o comportamento em função da estabilidade, com a escolha do tipo de nós na estrutura, as dimensões compatíveis com a arquitetura e a possibilidade de diferentes tipos de materiais, seja estrutura metálica ou de concreto armado. Para Kassimali (2016), a fase do planejamento pode ser a mais importante e a que mais solicita conhecimento do projetista, pois são considerados fatores estruturais e não estruturais ao compatibilizar questões estéticas, estruturais e práticas de execução ao elaborar um projeto viável. A viabilidade da concepção estrutural tem principalmente três fatores: arquitetura, custo e executabilidade.

A estrutura deve favorecer a arquitetura, de modo a não alterar o projeto original e não atrapalhar na estética e função dos elementos. Também deve ser econômica, no que a segurança permitir, ao reduzir a quantidade de materiais ou tipo de material utilizado, como ao diminuir a bitola do aço em elementos específicos que não solicitam tanta robustez ou não especificar um concreto de resistência muito maior do que o necessário. Por último, a estrutura deve ser executável, ou seja, possível de ser construída. Um sistema projetado que necessita de uma mão de obra especializada indisponível na região ou que seja demorado demais para ser executado torna a estrutura inviável de sair do papel. O objetivo do projetista, então, é buscar harmonia

entre estes fatores e organizar as prioridades para a estrutura em questão, sem desfavorecer demais algum deles (REBELLO, 2000).

Quanto mais experiente é o projetista, mais certa será a concepção inicial para a estrutura em análise. Porém, é comum que seja necessário testar diversas formas para a mesma estrutura até que ela seja a mais otimizada dentro dos parâmetros estabelecidos. Uma concepção pode ser perfeita estruturalmente, mas se prejudicar algum elemento arquitetônico ou for cara demais para ser executada, é ideal que o projetista busque outras soluções (KIMURA, 2007).

## **2.2.2 Parâmetros de Projeto**

### **2.2.2.1 Definição dos Vínculos**

Segundo Kassimali (2017), um modelo da estrutura é uma simplificação da estrutura real que serve para análise prévia e definição das ligações e apoios. Normalmente são utilizadas ligações rígidas, semirrígidas ou rotuladas, e influenciam diretamente nos esforços dos pilares e vigas, principalmente no momento. Os tipos de ligação entre viga e pilar tornam a estrutura mais rígida ou menos rígida, e dependendo do tipo de estrutura é melhor que seja definido o uso de um, ou outro. Para pórticos espaciais de alturas baixas, normalmente não é necessária uma rigidez tão grande, visto que o fator do vento não solicita tanto quanto em estruturas mais esbeltas.

A ligação viga-pilar influencia no comportamento da estrutura como um todo. Comumente, se trata a estrutura como um elemento só, que se divide em elementos menores. Ou seja, o tipo de vínculo representa como a estrutura inteira vai se comportar, e não cada elemento estrutural separadamente. Vínculos bem definidos são necessários para que as forças atuantes na estrutura estejam em equilíbrio e sejam bem distribuídas para os apoios. Cada apoio tem graus de liberdade, que podem ou não permitir deslocamentos horizontais e verticais e rotações. Dependendo da quantidade de apoios em uma estrutura, a perda de um deles pode ocasionar uma falha imediata ou apenas transmitir as cargas para demais elementos, porém, alterando o comportamento da estrutura (EDMUNGO *et al.*, 2018).

Segundo Santos (2018), as ligações viga-pilar podem ser definidas como articuladas, que não transmitem momentos fletores, rígidas, que transmitem



momentos fletores e semirrígidas, que transmitem parcialmente. Entretanto, as ligações rígidas normalmente não apresentam um engastamento perfeito devido a rotações relativas entre vigas e pilares. O parâmetro de rigidez normativo ( $\alpha_r$ ) é apresentado na NBR 9062 (ABNT, 2017), sendo o valor 1,0 para ligações rígidas, 0,0 para rotuladas e os valores nesse intervalo para semirrígidas.

#### 2.2.2.2 Caminho de Ações

Um conceito importante que deve ser considerado na concepção estrutural é o caminho de cargas. Refere-se ao trajeto que as cargas vão percorrer até chegar no solo, através das fundações. Busca-se o menor caminho possível, para deixar a estrutura mais simples e barata, evitando elementos de transição como pilares e vigas apoiando-se em outras vigas.

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) e Alva (2007), o caminho das cargas verticais começa nas lajes, que devem suportar as cargas de peso próprio e eventuais paredes e cargas acidentais, e então transmitir essas cargas para as vigas. As vigas transmitem as cargas das lajes, paredes, vigas intermediárias e peso próprio para os pilares, que por fim descarregam as cargas da estrutura na fundação. O caminho das cargas horizontais começa nas paredes e lajes, que distribuem a força do vento para a estrutura de contraventamento.

#### 2.2.2.3 Escolha do Tipo de Laje

Lajes são elementos bidimensionais ou laminares cuja altura é muito menor do que a largura e comprimento e que recebem cargas normais distribuídas, podendo ter praticamente qualquer geometria executável (ADORNA *et al.*, 2021). Na concepção estrutural é importante ter ideia de qual tipo de laje será utilizada, visto que diferentes tipos de laje têm funções diferentes, seja para vencer grandes vãos, ser econômico ou ser fácil e rápido de executar. Os tipos de lajes mais comuns de serem utilizadas, principalmente em edificações pequenas, são as maciças e nervuradas moldadas in loco e pré-fabricadas.

As lajes maciças são lajes que distribuem sua carga em todas as vigas de seu contorno. As principais vantagens da laje maciça são o melhor aproveitamento das vigas, já que podem ter cargas bem distribuídas no pavimento, a facilidade de colocar

tubulações de instalações antes de concretar a laje e a fácil execução, já que é um sistema comum com bastante mão de obra especializada. As desvantagens são a inviabilidade de vencer grandes vãos sem aumentar demais o consumo de materiais e o custo elevado em função da necessidade de formas para concretagem. Esse custo diminui com o reaproveitamento das formas (CARVALHO, 2014).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as lajes nervuradas são lajes moldadas in loco ou pré-moldadas, “cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”, como cerâmica ou EPS. Esse tipo de laje se torna mais econômico pois utiliza menos concreto do que as demais. Lajes nervuradas têm inércia semelhante às maciças, mas conseguem vencer vãos maiores, pois apresenta redução de peso próprio. (YAZIGI, 2021). Os tipos de lajes nervuradas mais utilizados em edificações pequenas são as formadas por vigotas treliçadas pré-moldadas com base de concreto e algum enchimento entre elas, ou com cubetas no caso de laje moldada in loco.

#### 2.2.2.4 Posicionamento de Pilares e Vigas

Na concepção estrutural são alocados os elementos estruturais de forma preliminar. É indicado posicionar primeiramente os pilares de canto, os pilares da área da escada e elevador e os pilares que seguem até o reservatório superior. Após estes pilares, posiciona-se os demais pilares buscando não interferir na arquitetura e deixá-los alinhados para que seja possível ligá-los diretamente com vigas e formar um pórtico (ALBUQUERQUE, 1999). As vigas, então, ligam os pilares e, quando necessário, são posicionadas de forma a suportarem cargas de paredes e também podem dividir os planos de lajes para diminuir a metragem quadrada delas. Nesta fase de concepção, as dimensões das vigas normalmente seguem a largura das paredes do projeto arquitetônico. Para Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), é usual que as distâncias entre pilares estejam entre 4 e 6 metros e que as vigas delimitem as lajes de forma que o menor vão esteja entre 3,5 e 5 metros. Com o posicionamento dos elementos é obtido o anteprojeto estrutural que possibilita a etapa de pré-dimensionamento.

## 2.3 MODELAGEM ESTRUTURAL

De acordo com Kassimali (2016), nesta fase do projeto estrutural é iniciado o pré-dimensionamento dos elementos das estruturas. É utilizado o planejamento inicial, feito na etapa da concepção estrutural, para definir dimensões preliminares com base nos carregamentos que o engenheiro supõe que os elementos devem sustentar, com base nas normas e na experiência própria. Com o desenvolvimento do projeto, essas dimensões, posições e cargas podem alterar, e o projetista irá ajustar os elementos conforme for necessário. O pré-dimensionamento serve para aproximar o peso da estrutura e ajudar na análise do comportamento dela.

O modelo estrutural é a idealização de como ficará a estrutura final. É um protótipo em 3D que simula tanto a representação da estrutura pronta quanto as cargas sobre a estrutura física. O auxílio de formas de visualizar o desenvolvimento da estrutura se tornou essencial para perceber se a concepção é funcional e compatível com as necessidades do cliente (KIMURA, 2007).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o modelo estrutural pode ser definido como um sistema estrutural resistente formado por elementos estruturais básicos, de forma que seja possível representar claramente os caminhos das ações até os apoios e que não apresente erros para análise. Dependendo do tipo de modelo escolhido, certas análises servirão apenas para verificação, não sendo permitido o dimensionamento final dos elementos com base nelas, como a análise plástica. É importante estudar qual modelo melhor representa a estrutura estudada e servirá para as análises necessárias, podendo ser necessário utilizar outras metodologias para completá-las

### 2.3.1 Modelo Computacional

Segundo Martha (2017), os computadores são utilizados para análise estrutural desde a década de 60, passando a ser de uso comum na década de 70 e praticamente indispensável para os calculistas desde a década de 80 e 90. Atualmente, a análise estrutural não é mais executada sem uso de computador. A complexidade do desenvolvimento do modelo estrutural cresce em conjunto com a complexidade da estrutura sendo representada, logo, a importância do modelo também cresce.

O avanço do processamento computacional tem permitido que as estruturas sejam calculadas cada vez mais fielmente ao seu comportamento real. Há anos têm sido desenvolvidos modelos de cálculo e modelagem cada vez mais complexos que auxiliam os engenheiros e torna o mercado cada vez mais competitivo. São raros os escritórios de projeto de estruturas que não utilizam *softwares* de última geração, ou pelo menos algum básico para processar os dados da estrutura (KIMURA, 2007).

### 2.3.2 *Softwares* para Projeto Estrutural

Programas de computador disponíveis hoje são recursos poderosos para o desenvolvimento de projetos estruturais, que permitem um aumento na produtividade que engenheiros de décadas atrás nem imaginavam. Eles têm funcionalidades como a visualização 3D do lançamento estrutural e geração automática de carregamentos e reações nos elementos. Porém, segundo Kimura (2007), *software* não define a estrutura, quem faz isso é sempre o engenheiro, utilizando sua própria experiência e raciocínio

Kimura (2007) ainda salienta que elaborar projetos estruturais sem *softwares*, atualmente, é praticamente impossível, em função da produtividade. O *software* é utilizado em todas as etapas do projeto e traz grandes benefícios, como rapidez, segurança e qualidade do projeto. Isso se dá pelo fato de ser possível simular o mesmo projeto de diversas formas, revisando e otimizando diversos fatores que seriam muito trabalhosos de verificar manualmente.

Um *software* muito utilizado para projeto estrutural é o TQS, um *software* de uma empresa brasileira, fundada em 1986 (TQS, 2022). Segundo Albuquerque (1999), é possível lançar os elementos estruturais graficamente e, com isso, informar dados de cargas sobre eles. O *software* pode fazer a análise e o processamento da estrutura inteira, permitindo voltar aos dados de entrada para fazer alterações necessárias para que a estrutura esteja segura e funcional, e no final, gerar os relatórios e detalhamentos desejados. Porém, Albuquerque (1999), assim como Kimura (2007), reforça que a modelagem é responsabilidade do engenheiro, e não do *software*. O *software* é uma ferramenta, que auxilia no desenvolvimento, graficação, cálculos e análise da estrutura para aumentar produtividade, e não deve ser considerado exclusivamente como calculadora para o projeto estrutural.

### 2.3.3 Método de análise do modelo estrutural

Existem diversos modelos estruturais que utilizam diferentes métodos de processamento e análise da estrutura que podem ser empregados no desenvolvimento do projeto. Os *softwares* mais completos permitem a escolha do método mais adequado para a edificação em questão. Podem ser métodos que usam sistemas simples, com aproximações, ou sistemas mais complexos, com uso de grelhas e pórticos com variações dentro destes.

Quando se tem auxílio de ferramentas computacionais, o método dos pórticos espaciais é amplamente utilizado, pois permite processar estruturas de diferentes níveis de complexidade. Esse tipo de modelo, segundo Kimura (2007), é composto por barras que representam as vigas e pilares da estrutura em três dimensões e permite avaliar o comportamento da estrutura de forma completa e eficiente. No pórtico espacial, as lajes recebem tratamento de diafragma rígido, de modo a compatibilizar as cargas no pavimento de forma equivalente. Portanto, as lajes normalmente não aparecem nesse modelo estrutural.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve ser utilizado um modelo adequado para análise da estrutura e, se necessário, mais de um modelo para verificar parâmetros estabelecidos na norma em questão. Para pórticos espaciais, a norma permite, nas vigas, reduzir a rigidez à torção e considerar nula a rigidez à torção para eliminar a torção de compatibilidade, já que não são necessárias para o equilíbrio do elemento.

O pórtico espacial apresenta, nos nós, seis graus de liberdade, sendo três de translação e três de rotação, diferentemente do modelo de pórtico plano, que apresenta apenas duas translações e uma rotação. Com essa vinculação, é possível inserir carregamentos verticais e horizontais ao mesmo tempo e, assim, analisar os esforços e reações resultantes de forma mais coerente, ao invés de uma análise plana, sem visualização do comportamento tridimensional. Com um *software* com recursos gráficos, a análise dos dados de pórticos espaciais pode ser relativamente simples (KIMURA, 2007).

Martha (2017) complementa que poder considerar todos os efeitos tridimensionais de cargas e vínculos em um único modelo é uma vantagem, apesar de considerar ser uma análise mais sofisticada. Entretanto, o autor contrapõe que

esse tipo de análise pode não ser necessária em fase inicial de projeto, pois o pré-dimensionamento dos elementos estruturais pode ser feito com análises mais simples. Utilizar modelos mais complexos pode representar um custo elevado, visto que é necessário um *software* especializado nesse tipo de processamento e criar o modelo estrutural completo demanda tempo. Segundo Kimura (2007), para projetos em concreto armado, o método dos pórticos espaciais tem sido muito utilizado por possibilitar avaliar esforços que outros modelos não permitem, devido à quantidade de graus de liberdade maior.

#### **2.3.4 Critérios de Projeto**

Os parâmetros que o engenheiro deve definir ao desenvolver um projeto estrutural em um *software* são chamados de critérios de projeto e é muito importante que eles sejam configurados de modo adequado. O *software* deve apresentar, em seus manuais, informações referentes aos critérios de projeto disponíveis para serem manipulados, porém, a responsabilidade da configuração dos critérios é do engenheiro (KIMURA, 2007).

Segundo o site oficial do TQS (2022), os critérios padrão do programa foram definidos pela TQS Informática Ltda visando a segurança, com base nas normas e nos critérios mais comuns usados em projetos. Esses critérios de projeto podem ser para cálculo e dimensionamento, como cálculo de flexão composta normal nas lajes, módulo de elasticidade, norma utilizada, tolerâncias e coeficientes.

Para Albuquerque (1999), todas as etapas do projeto estrutural têm a possibilidade de escolha de critérios para a modelagem do cálculo, assim, o projetista terá controle de todo o processo do projeto, desde as predefinições da concepção até o detalhamento final, podendo alternar conforme for mais adequado para cada etapa e para cada projeto. Kimura (2007) complementa que por meios dos critérios de projeto que o engenheiro consegue otimizar o projeto estrutural, ou seja, quanto maior a quantidade de critérios, maior a possibilidade de otimização.

#### **2.3.5 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais**

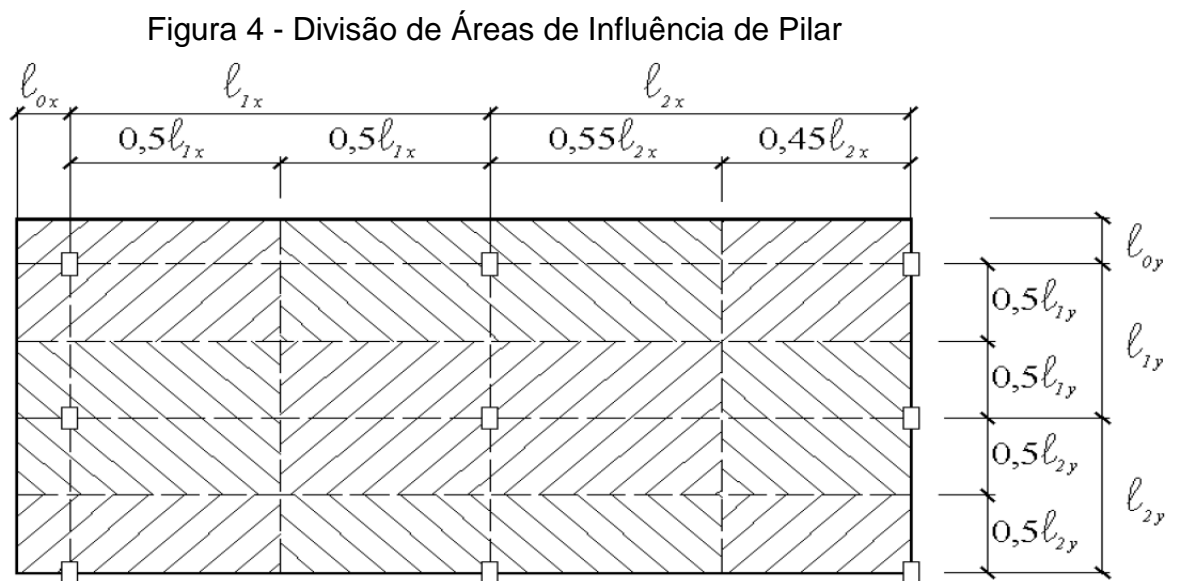
Antes de realizar o dimensionamento dos elementos estruturais, são definidas seções preliminares para se ter noção da ordem de grandeza dos carregamentos que

a estrutura vai suportar. O pré-dimensionamento é feito de maneira aproximada, com base em métodos e fórmulas básicas, que podem gerar dimensões próximas ou bem diferentes das dimensões finais de projeto.

Além da NBR 6118, diversos autores usam metodologias diferentes para pré-dimensionar os elementos, se baseando em tipos de carga ou apoios e tamanhos de vãos entre elementos. Cada peça da estrutura deve ser analisada separadamente e seu pré-dimensionamento pode ser influenciado pela sua geometria, apoio, material e outras especificidades. Normalmente, os métodos de pré-dimensionamento são feitos de forma empírica (MELO, 2013). Nos escritórios de projeto, é comum terem sido definidos padrões específicos de pré-dimensionamento, com base na experiência do projetista, já que essa etapa se baseia em estimativas.

### 2.3.5.1 Pré-dimensionamento de Pilares

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2007), o método de pré-dimensionamento de pilares mais comum é o pré-dimensionamento por áreas de influência, indicado principalmente para edificações formadas por pórticos. Nesse método, divide-se o pavimento em áreas relativas a cada pilar para que eles absorvam as cargas correspondentes de sua área. Supõe-se carregamentos uniformes e uma divisão conforme a Figura 4 abaixo.



Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007).

As áreas de influência dos pilares dependem da posição na estrutura e podem ser divididas em intervalos que variam entre  $0,45\ell$  e  $0,55\ell$ , sendo “ $\ell$ ” a distância entre eixos dos pilares. Os critérios para essa divisão, segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2007), são os seguintes:

- a)  $0,45\ell$  para pilares de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- b)  $0,55\ell$  para complementos dos vãos do caso anterior;
- c)  $0,50\ell$  para pilares de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão;
- d) se houver balanço, considerar sua área mais as áreas das lajes adjacentes e  $0,50\ell$  na direção do balanço.

Para Aufieri (1997), esse método pode gerar resultados distorcidos em situações que os pilares não estão dispostos regularmente em retângulos e conseqüentemente com cargas não uniformes. Portanto, esse método é melhor aplicado em casos em que o alinhamento entre pilares for uniforme, com cargas bem distribuídas.

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2007), com as áreas de influência definidas, é determinado o coeficiente de majoração da força normal ( $\alpha$ ), relacionado às excentricidades de carga, cujos valores podem ser 1,3 para pilares internos ou de extremidade, na direção da maior dimensão, 1,5 para pilares de extremidade, na direção da menor dimensão ou 1,8 para pilares de canto. Os autores definem a seguinte Equação 8 para chegar na área de seção transversal do pilar:

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,7)}{fck + 0,01 \times (69,2 - fck)} \quad (8)$$

Onde:

$A_c$  = área da seção transversal ( $\text{cm}^2$ );

$\alpha$  = coeficiente de majoração da força normal;

$A$  = área de influência ( $\text{m}^2$ );

$n$  = número de pavimentos tipo;

$fck$  = resistência característica do concreto ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ).



Na literatura, encontram-se diversas variações da expressão para chegar na área de seção transversal do pilar, levando em consideração deformações, cargas verticais ou diferentes valores de coeficientes. Para pré-dimensionamento, a variação de resultado não é significativa, visto que as dimensões serão ajustadas ao longo do projeto e o pré-dimensionamento serve apenas para ajudar a determinar os primeiros esforços, não necessariamente apresentando os mesmos valores que o dimensionamento final.

Porém, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) não é permitida área de seção transversal menor que 360 cm<sup>2</sup> ou dimensão menor do que 19 cm. A norma permite, entretanto, prever dimensões menores em casos especiais, até 14 cm. Para isso, deve-se considerar um coeficiente adicional  $\gamma_n$  para multiplicar os esforços solicitantes de cálculo. A Tabela 2 abaixo apresenta os coeficientes relacionados com a dimensão mínima do pilar menor do que 19 cm.

Tabela 2 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares

b (cm)	19	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,0	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

---

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Rebello (2007) apresenta um método mais simples de pré-dimensionamento. Para encontrar a área de seção transversal, em cm<sup>2</sup>, divide-se a carga atuante no pilar por 100 para pilares com menos de 4 metros de altura e não travados, ou por 80 para pilares com mais de 4 metros de altura e não travados. Para determinar a carga atuante, usa-se as áreas de influência descritas anteriormente.

Cabe ressaltar que a menor dimensão dos pilares é priorizada pelo projeto arquitetônico. Visa-se dimensionar de forma que eles sejam escondidos nas paredes, ou seja, sua menor dimensão deve ser menor do que a espessura da parede. Nesse quesito, o pré-dimensionamento deve levar em conta as soluções feitas na concepção estrutural, enquanto estiver dentro do permitido pelos cálculos e pela norma (ALVA, 2007).

### 2.3.5.2 Pré-dimensionamento de Vigas

No pré-dimensionamento de vigas são definidas a largura e altura da seção transversal. Segundo Melo (2013), para definir a altura adota-se um valor  $b_w$  para a base, que varia em função do vão. Os valores  $b_w$  que a autora adota como referência são: 12 cm para vãos menores de 4 metros, 20 cm para vãos entre 4 e 8 metros e de 25 a 30 cm para vãos maiores de 8 metros. O valor da largura da viga, assim como do pilar, é priorizado pelo projeto arquitetônico. Normalmente a largura da viga representa o tamanho do bloco de alvenaria que fica sobre ela, de modo que ela fique embutida e não interfira na arquitetura.

Para definir a altura, pode-se simplesmente aplicar  $L/10$  para vigas apoiadas ou engastadas e  $L/6$  para vigas em balanço, onde “L” é o tamanho do vão que a viga percorre, ou seja, uma viga apoiada com vão de 4 metros teria uma altura equivalente a 40 cm no pré-dimensionamento (MELO, 2013). Diversos autores propõem um método de pré-dimensionamento semelhante, com outros valores dividindo o “L”, levando em consideração cargas e tipos de vínculos, como  $L/12$  ou  $L/14$  para vigas contínuas, mas sem gerar grandes variações nas alturas calculadas.

Idealmente, a altura da viga deve ser múltipla de 5 e deve ser o mais padronizada possível para facilitar a execução tanto das formas quanto da concretagem. Utilizar alturas de viga com pouca variação no pavimento pode fazer com que seja necessário prever armadura dupla em alguns trechos (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a largura mínima para vigas é 12 cm e para vigas-parede, 15 cm. Em casos especiais é possível utilizar vigas de largura absoluta mínima de 10 cm, se respeitar as condições estabelecidas na norma em relação à armadura, cobrimento e concretagem. Apesar de não estar estabelecido em norma um valor de altura mínima e máxima, vale salientar que deve-se atentar com a taxa de armadura da viga, e quando a viga for muito alta, é possível defini-la como viga invertida ou semi-invertida.

### 2.3.5.3 Pré-dimensionamento de Lajes

O pré-dimensionamento engloba a predefinição da altura ou espessura da laje, tanto para as lajes maciças quanto para as nervuradas. Para Rebello (2007), o pré-

dimensionamento de lajes maciças pode ser feito da seguinte forma, considerando  $L$  como o vão maior e  $l$  como o vão menor:

- a) para lajes armadas em 2 direções, a altura é 2% de  $\frac{L+l}{2}$ ;
- b) para lajes armadas em 1 direção, a altura é 2% de  $l$ ;
- c) para lajes em balanço, a altura é 4% do vão em balanço.

Para lajes nervuradas, primeiramente deve-se definir o espaçamento entre as nervuras. O espaçamento normalmente utilizado, segundo Rebello (2007), é entre 100 e 50 cm. Para tais espaçamentos, o autor adota:

- a) para espaçamento em torno de 100 cm, a altura é 4% do vão entre nervuras;
- b) para espaçamento em torno de 50 cm, a altura é 3% do vão entre nervuras;
- c) para ambos espaçamentos, a largura das nervuras é entre 1/4 e 1/3 da altura.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2007) adota outra maneira de pré-dimensionamento de lajes, utilizando a seguinte Equação 9:

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + c \quad (9)$$

Onde:

$h$  = altura ou espessura da laje (cm);

$d$  = altura útil da laje (cm);

$\emptyset$  = diâmetro das barras (mm);

$c$  = cobrimento nominal da armadura (mm).

O cobrimento nominal da armadura é o cobrimento mínimo para lajes estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), que varia de 20 a 25 mm dependendo da classe de agressividade ambiental, acrescido de uma tolerância de execução, que varia de 5 mm para obras com grande controle de execução a valores normalmente maiores do que 10 mm. O diâmetro das barras, para simplificar o pré-dimensionamento, pode ser considerado 10 mm. E por fim, a altura útil da laje é a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a face comprimida da seção (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007)).

Para lajes maciças, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define que a espessura mínima é a seguinte:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Para lajes em protensão e que suportam veículos. A norma estabelece outros valores. Ainda, para lajes em balanço, deve-se considerar um coeficiente adicional  $\gamma_n$  para multiplicar os esforços solicitantes de cálculo. A Tabela 3 abaixo apresenta os coeficientes.

Tabela 3 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para lajes em balanço

h (cm)	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
$\gamma_n$	1,0	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

---

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Já para lajes nervuradas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define que a espessura mínima da mesa deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm. A espessura mínima da nervura é 5 cm e, quando for menor que 8 cm, não podem conter armadura de compressão. A norma ainda observa que quando o espaçamento entre eixos de nervuras é maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça.

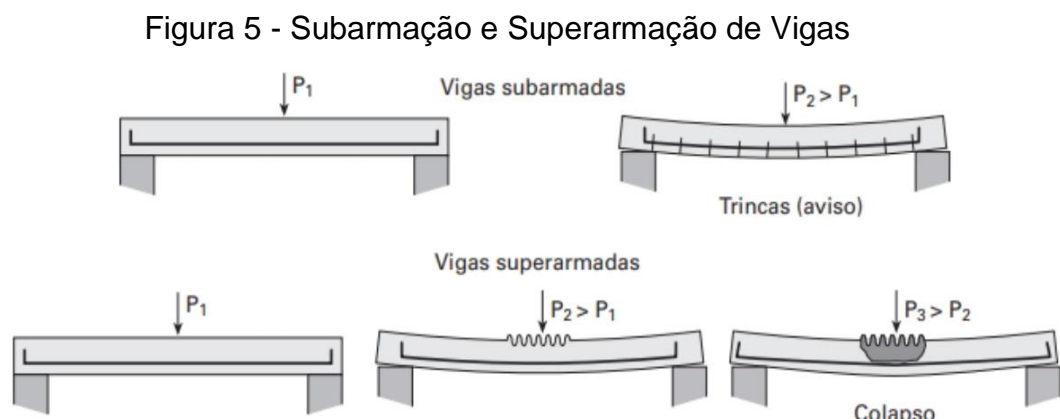
## 2.4 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O dimensionamento de uma estrutura tem como objetivo determinar a seção transversal de concreto e de aço, ou seja, as dimensões das formas e das armaduras.

Esse dimensionamento deve ser feito de forma que a estrutura não colapse, seja econômica, tenha cobertura adequado, que as fissuras e flechas sejam mínimas e que apresente ductilidade para, caso colapse, a ruína não seja repentina. O dimensionamento deve comprovar se as seções de concreto e armadura resistem às diversas cargas que podem atuar sobre a estrutura (BOTELHO e MARCHETTI, 2002).

Muitos fatores aleatórios podem agir contra a segurança projetada. A resistência dos materiais em projeto pode não representar o valor real na estrutura final e imperfeições na montagem das formas e posicionamento das armaduras podem gerar dimensões fora do padrão e locais com resistência aos momentos diferentes do projetado. Além disso, existem ações variáveis e solicitações que podem ser diferentes das previstas em cálculo. Por isso, o dimensionamento tem como finalidade permitir que a estrutura tenha utilização satisfatória durante sua vida útil ao passar por análise criteriosa, com base em indicações normativas (CARVALHO, 2014).

Quando um elemento estrutural tem uma seção com bem menos armadura do que concreto, ele está subarmado. Subarmar uma estrutura é perigoso porque se ocorrerem cargas maiores do que previstas em projeto, ela pode vir à ruína. Porém, a estrutura subarmada avisa que as cargas são maiores do que sua resistência através de trincas no concreto pela deformação do aço, enquanto a estrutura superarmada (quando a seção de aço é abundante em relação ao concreto) pode chegar ao colapso de forma inesperada. Portanto, pelo risco de acontecerem cargas de serviço (variáveis) maiores do que as projetadas, não se deve superarmar a estrutura para possibilitar o aviso de uma possível falha (BOTELHO e MARCHETTI, 2002). A Figura 5 abaixo demonstra as situações de subarmação e superarmação de uma viga.



Fonte: (BOTELHO e MARCHETTI, 2002).

O método clássico de dimensionamento de estruturas envolve as tensões admissíveis de cálculo. São determinados os esforços de momento fletor, força cortante e força normal e calculadas as tensões máximas desses esforços supondo que os materiais se manterão no regime elástico. Ou seja, apenas uma parte da tensão máxima é admitida, tornando-se a nova tensão máxima de projeto para garantir a segurança. Esse método se baseia nas tensões de serviço, que não representam as tensões máximas que dificilmente serão atingidos na vida útil da estrutura, podendo ocasionar um superdimensionamento (CARVALHO, 2014).

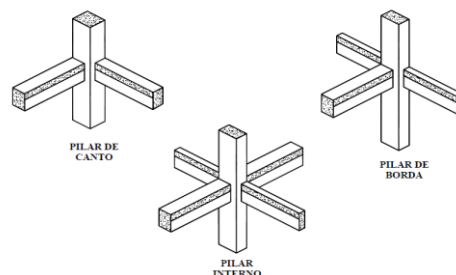
Nesta etapa, são realizadas verificações de segurança e serviço para analisar se a estrutura satisfaz ou não os requisitos de segurança e serviço das normas de projeto. Se os resultados puderam ser aprovados, pode-se começar a desenvolver o detalhamento em pranchas e especificações para a fase de construção. Se os resultados não satisfizerem os requisitos de segurança e serviço, o dimensionamento deve ser revisado (KASSIMALI, 2016).

#### 2.4.1 Dimensionamento e Detalhamento de Pilares

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) pilares são elementos verticais e lineares que suportam principalmente as forças normais de compressão. Suportam cargas de lajes e vigas e as transmite à fundação ou elementos inferiores.

Os pilares podem ser classificados em: pilar de canto, submetido à flexão oblíqua composta e com excentricidade considerada em duas direções; pilar de borda ou extremidade, submetido à flexo-compressão e com excentricidade considerada em uma direção; e pilar interno, intermediário de centro, submetido à compressão normal e com excentricidade inicial igual a zero (PORTO e FERNANDES, 2015). Os tipos de pilares estão representados na Figura 6 abaixo.

Figura 6 - Classificações de Pilares



Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007).

O dimensionamento do pilar é a determinação da sua seção de concreto, sua armadura longitudinal e seus estribos. Mesmo que os pilares resistam bem à compressão, é necessário utilizar aço em conjunto ao concreto. Os estribos em pilares servem para combater a flambagem da armadura longitudinal e auxiliar na sua montagem, mantendo-a em pé durante a concretagem (BOTELHO e MARCHETTI, 2002).

Pilares são peças comprimidas que sofrem o efeito da flambagem conforme sua esbelteza aumenta. O índice de esbelteza avalia o quão suscetível a barra está a esse efeito e é uma relação de comprimento equivalente sobre o raio de giração da seção transversal. Esse índice não pode passar de 200, já sendo um pilar de esbelteza excessiva (GRABASCK, 2021).

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), as armaduras longitudinais em pilares servem para resistir à compressão, diminuindo a seção do pilar, e às tensões de tração, além de diminuir as deformações decorrentes da retração e da fluência. A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve armaduras limites para os pilares. As armaduras mínimas e máximas são encontradas conforme as Equações 10 e 11 a seguir, respectivamente.

$$A_s, \text{mín} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}}\right) \geq 0,004A_c \quad (10)$$

$$A_s, \text{max} = 0,08A_c \quad (11)$$

Onde:

$A_c$  = área da seção transversal do pilar;

$N_d$  = força normal de compressão;

$f_{yd}$  = tensão de escoamento do aço.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal. Ainda, determina que elas devem ser dispostas de forma a garantir resistência adequada do pilar, com espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais igual ou superior a 20mm, ao diâmetro da barra e a 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

A armadura transversal é constituída por estribos (e grampos suplementares quando necessário) que, segundo Carvalho (2014) têm as seguintes funções:

- a) garantir o posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais;
- b) garantir a costura das emendas de barras longitudinais;
- c) resistir esforços de tração decorrentes de mudança de direção dos esforços aplicados;
- d) confinar o concreto e obter uma peça mais resistente ou dúctil.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que os estribos devem ser colocados em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes. Também determina que seu diâmetro mínimo não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra e o espaçamento entre estribos deve ser igual ou inferior a 200mm, à menor dimensão da seção e 12 vezes seu diâmetro para aço CA-50 e 24 vezes para CA-25. Ainda, pode ser necessário o uso de estribos quando houver possibilidade de flambagem das barras da armadura.

#### **2.4.2 Dimensionamento e Detalhamento de Vigas**

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), vigas são elementos lineares que resistem principalmente à flexão. Sua principal função é resistir às cargas de peso próprio, paredes e lajes e as transmitir aos pilares.

Vigas submetidas à flexão têm sua seção transversal exposta a tensões de tração e compressão devido a ação de forças cortantes e de momentos fletores, situação chamada de flexão simples. Quando forças normais são adicionadas, ocorre a flexão composta. Se a força normal adicionada a de flexão for de tração, é caracterizada uma flexo-tração, enquanto se for de compressão, é caracterizada uma flexo-compressão (ADORNA *et al.*, 2021).

O espaçamento entre barras, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), deve ser, na direção horizontal, igual ou superior a 20 mm, ao diâmetro da barra, do feixe ou da luva e a 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Na direção vertical, devem ser considerados os mesmos valores, porém, apenas 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), prescreve que a armadura longitudinal máxima em vigas não pode ser superior a 4% da área de concreto e que a armadura longitudinal mínima, respeitando taxa mínima absoluta de 0,15%, deve ser determinada pelo



dimensionamento da seção para resistir a um momento fletor mínimo dado pela Equação 12 a seguir:

$$M_{d,mín} = 0,8W_0f_{ctk,sup} \quad (12)$$

Onde:

$W_0$  = módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$  = resistência característica superior do concreto à tração.

Também, pode-se considerar a armadura mínima como atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura dispostas na Tabela 17.3 da norma.

A norma também prevê a obrigatoriedade de armadura de pele para vigas com altura superior a 60cm. Segundo Adorna et al. (2021), sua função é o combate de fissuras causadas pela retração do concreto, de forma a assegurar a durabilidade das vigas. Essa armadura deve representar 0,01% da área de cada face da viga e seu espaçamento mínimo é de 20cm, altura útil da viga sobre 3 ou 15 vezes seu diâmetro.

Segundo a norma, vigas devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos. O diâmetro mínimo da barra do estribo deve 5 mm, sem exceder 10% da largura da alma da viga e o espaçamento entre elas deve ser o suficiente para passar o vibrador. Já o espaçamento máximo depende da força cortante de cálculo.

Para suportar esses estribos, na seção transversal de vigas aloca-se a armadura porta-estribos, que são barras longitudinais somente com função construtiva nas seções em que o dimensionamento permite. O diâmetro mínimo para porta-estribo usualmente é o diâmetro dos estribos. Quando houver carregamentos maiores, essas barras podem ter função estrutural também (ADORNA, 2021).

### 2.4.3 Dimensionamento e Detalhamento de Lajes

Lajes são elementos bidimensionais ou laminares em que a altura é muito menor do que a largura e comprimento. Elas são submetidas a cargas de força normal, como cargas acidentais sobre elas e, principalmente, seu peso próprio. Sua função é

resistir a essas cargas distribuídas e descarregá-las sobre as vigas e pilares (ADORNA, 2021).

Em lajes maciças retangulares com carga uniforme, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite, para o cálculo das reações de apoio, as seguintes aproximações:

- a) as reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas e podem ser consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- b) quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:  $45^\circ$  entre dois apoios do mesmo tipo,  $60^\circ$  a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado e  $90^\circ$  a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

As lajes podem ser classificadas em armadas em apenas uma direção, quando os momentos fletores solicitam apenas uma direção, ou em duas direções, quando momentos fletores solicitam as duas direções. Para fazer essa classificação, leva-se em consideração a relação  $b/a$ , em que “a” é o vão cuja direção apresenta o maior número de engastes (ou o menor vão, caso as duas direções tenham o mesmo número de engastes) e “b” é o outro vão. Se o valor dessa relação for entre 0,5 e 2,0, a laje é considerada armada em duas direções. Se for menor do que 0,5 e maior do que 2,0, a laje é considerada armada em uma direção e a armação é realizada na mesma direção do menor vão (PORTO e FERNANDES, 2015).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) qualquer barra da armadura de flexão em lajes deve ter diâmetro no máximo igual a  $h/8$  e o espaçamento entre elas deve ser menor ou igual a 20cm e a duas vezes a altura da laje. A norma não especifica, para essas barras, um diâmetro e espaçamento mínimo, mas segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), costuma-se adotar diâmetro mínimo igual ou maior a 5 mm e espaçamento entre maior do que 10 cm, por questões construtivas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve que a armadura máxima em laje não pode ser superior a 4% da área de concreto. Para a armadura mínima, a norma relaciona a taxa mínima de armadura de flexão “ $p_{\min}$ ”, definida pela Tabela 17.3 da

norma, e a taxa geométrica de armadura para a seção “ $p_s$ ” definida pela Equação 13 a seguir:

$$p_s = \frac{A_s}{bh} \quad (13)$$

Sendo que:

- a) para armaduras negativas e para armadura positiva principal de lajes armadas em uma direção:  $p_s \geq p_{\min}$ ;
- b) para armadura negativa na borda sem continuidade e para armadura positiva de lajes armadas em duas direções:  $p_s \geq 0,67 p_{\min}$ ;
- c) para armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção:  $p_s \geq 0,5 p_{\min}$ , e  $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  e 20% da armadura principal.

### 3 METODOLOGIA

Para realizar a análise comparativa dos quantitativos e esforços nos elementos estruturais em concreto armado das estruturas, foram desenvolvidos três modelos de edifícios fictícios e três concepções estruturais diferentes para cada um deles. Todos os edifícios foram considerados como localizados em Caxias do Sul, Rio Grande do Sul.

#### 3.1 PARÂMETROS DE PROJETO

O dimensionamento foi feito com base na NBR 6118 (ABNT, 2014) e normas complementares quando necessário. Os parâmetros base para todas as edificações estão apresentados na Tabela 4 a seguir.

Tabela 4 - Parâmetros de Projeto

Parâmetros de Projeto	
Classe de agressividade ambiental	II - Moderada (Urbana)
Cobrimento nominal (mm)	25 (lajes) - 30 (pilares e vigas)
Velocidade do vento (m/s)	45
Fator S1	1 (terreno plano ou fracamente acidentado)
Fator S2*	Categoria II
Fator S3	1 (residência)
Turbulência	Baixa
Aço	CA-50
fck do concreto (MPa)	25

\* O coeficiente de arrasto é calculado automaticamente pelo *software* ao informar as dimensões do edifício e tipo de turbulência do vento.

Fonte: Autor (2022).

### 3.2 MODELOS ESTRUTURAIS

As estruturas dos três edifícios, bem como as variações de suas concepções, foram lançadas com o auxílio do *software* TQS, da empresa TQS Informática LTDA. Devido a versão estudantil limitar o número de níveis dos edifícios, os modelos tiveram por padrão 5 pavimentos. Os critérios de projeto utilizados foram os padrões do programa, que são baseados na norma.

Os modelos estruturais foram feitos considerando pórticos espaciais, o modelo estrutural IV do *software* TQS. Ações verticais e horizontais foram calculadas para as vigas e pilares dos pórticos, enquanto para as grelhas de lajes, calculadas separadamente, foram consideradas ações verticais. O coeficiente de arrasto é calculado automaticamente pelo *software* com base nas dimensões dos edifícios, considerando turbulência baixa.

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais foi feito de acordo com os métodos dispostos na fundamentação teórica deste trabalho. Para os pilares, foi feito através do método das áreas de influência, descrito no item 2.3.5.1. Para vigas, foi utilizado o método definido por Melo (2013), descrito no item 2.3.5.2. E para as lajes, foi utilizado o método definido por Rebello (2007), descrito no item 2.3.5.3. As dimensões dos elementos sofreram alterações ao realizar o processamento das estruturas, de forma que passassem nos quesitos de resistência e deslocabilidade.

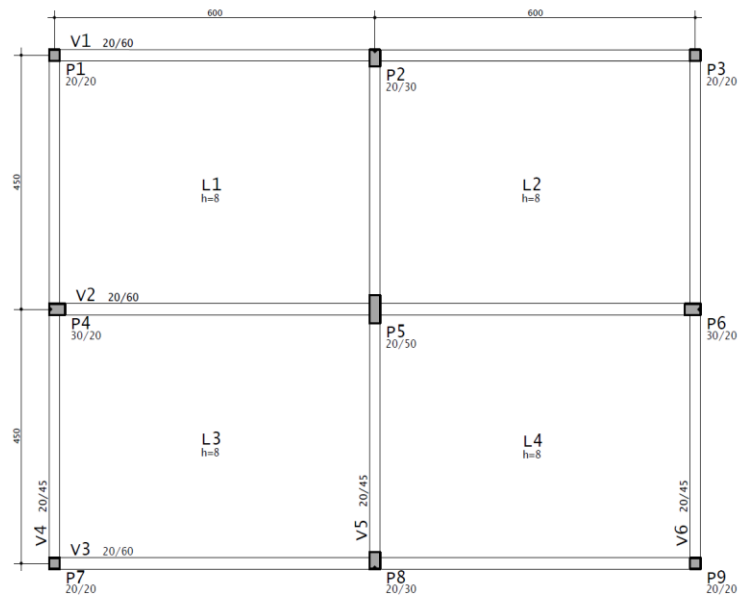
O primeiro edifício base para as diferentes concepções está apresentado abaixo, em modelo 3D e planta de formas, nas Figuras 7 e 8, respectivamente.

Figura 7 - Modelo do Edifício Base 1



Fonte: Autor (2022).

Figura 8 - Planta de Formas do Edifício Base 1



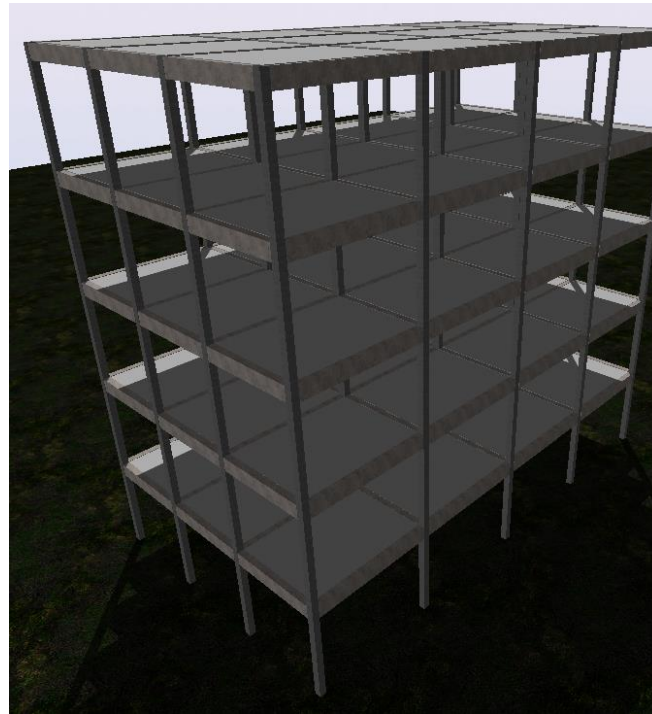
Fonte: Autor (2022).

Este modelo é um pórtico de dimensões 12m por 9m, com 5 pavimentos com 3m de entre pisos. De acordo com o pré-dimensionamento, este modelo necessita de uma viga de base 20cm e, com isso, foi adotada a menor dimensão dos pilares como 20cm também. A espessura da laje necessária foi menor do que a prevista em norma, portanto, foi considerada a espessura mínima para lajes de piso não em balanço.

O segundo edifício base é um pórtico de dimensões 16m por 12m, com 5 pavimentos com 3m de entre pisos. De acordo com o pré-dimensionamento, foi escolhida viga de base 20cm para padronizar e, com isso, foi adotada a menor dimensão dos pilares como 20cm também. A espessura da laje necessária foi menor do que a prevista em norma, portanto, foi considerada a espessura mínima para lajes de piso não em balanço.

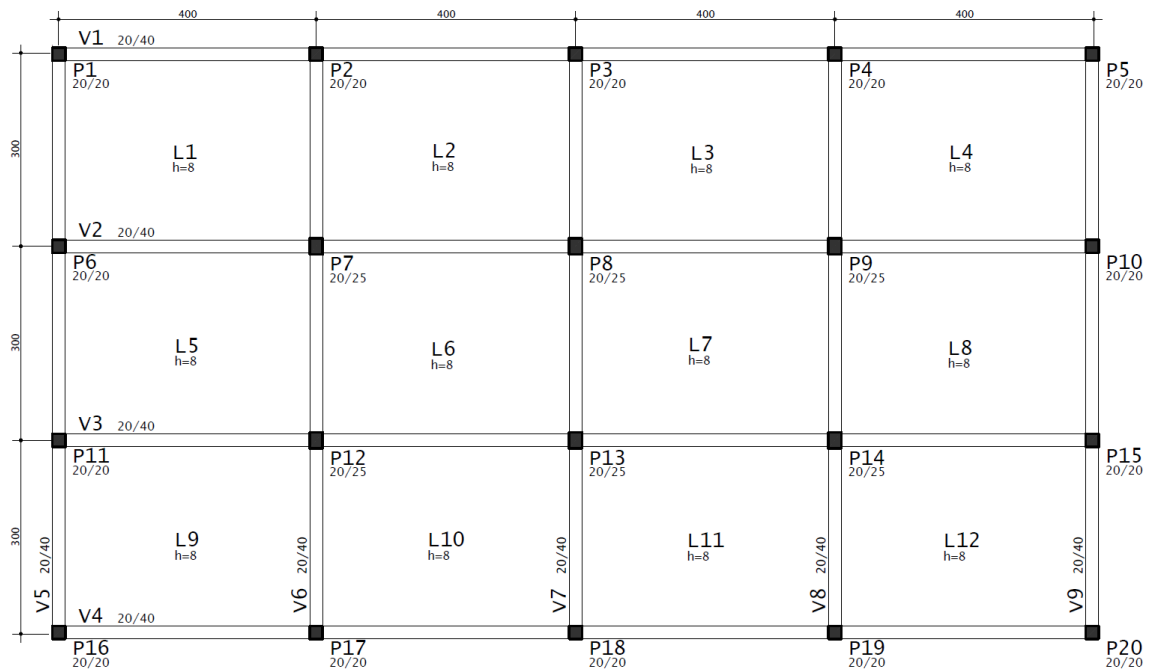
Esse modelo está apresentado abaixo, em modelo 3D e planta de formas, nas Figuras 9 e 10, respectivamente.

Figura 9 - Modelo do Edifício Base 2



Fonte: Autor (2022).

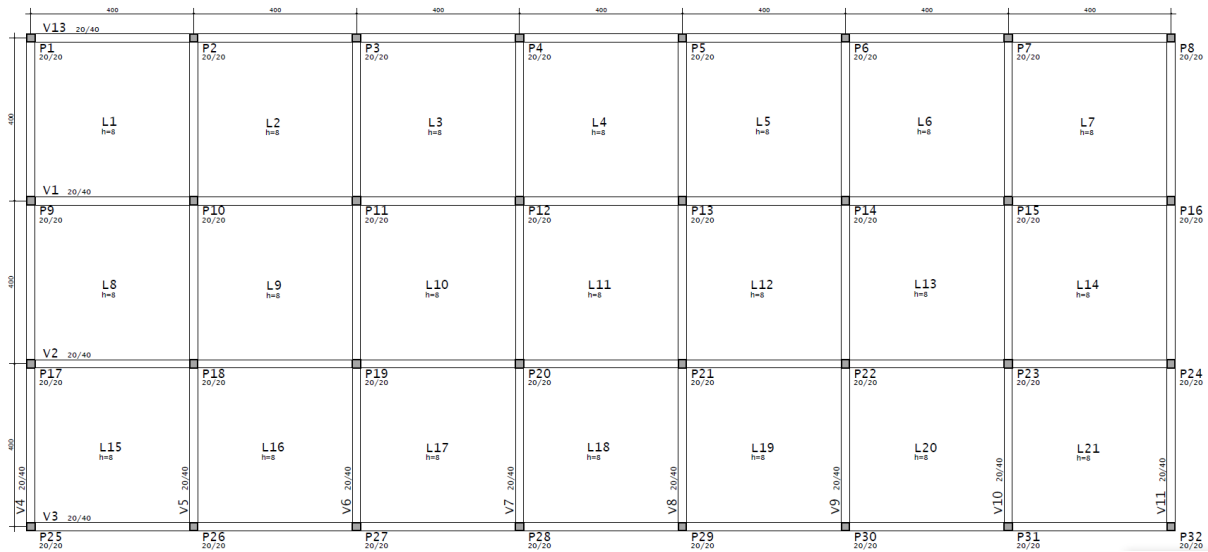
Figura 10 - Planta de Formas do Edifício Base 2



Fonte: Autor (2022).

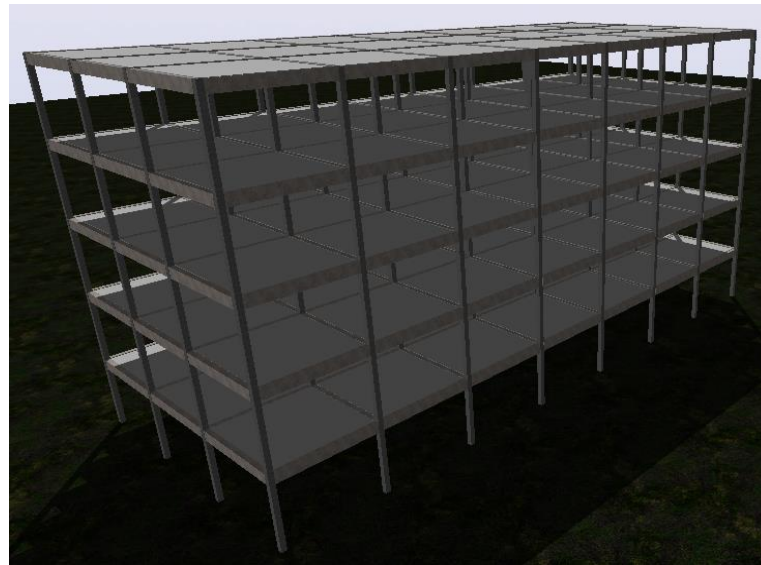
O terceiro edifício base está apresentado abaixo, em modelo 3D e planta de formas, nas Figuras 11 e 12, respectivamente.

Figura 11 - Modelo do Edifício Base 3



Fonte: Autor (2022).

Figura 12 - Planta de Formas do Edifício Base 3



Fonte: Autor (2022).

Este modelo é um pórtico de dimensões 28m por 12m, com 5 pavimentos com 3m de entre pisos. De acordo com o pré-dimensionamento, foi escolhida viga de base 20cm para padronizar e, com isso, foi adotada a menor dimensão dos pilares como 20cm também. A espessura da laje necessária foi menor do que a prevista em norma, portanto, foi considerada a espessura mínima para lajes de piso não em balanço.



A definição das cargas incidentes sobre a estrutura foi feita a partir da NBR 6120 (2019). Os pavimentos foram considerados como salas de edifícios residenciais, portanto, segundo a norma, a carga acidental é 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Para cargas permanentes, referentes ao revestimento e contrapiso, foi utilizado o valor mínimo de 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Para paredes de alvenaria, a norma define 13 kN/m<sup>3</sup> para tijolos furados, porém, foi utilizado o valor predefinido pelo TQS para blocos vazados de 15cm, com carga de 1,8 kN/m<sup>2</sup> sobre as vigas.

No próximo capítulo foram analisados os resultados provenientes do processamento dessas edificações e suas variações. Para isso, foram utilizadas as nomenclaturas dos modelos conforme o Quadro 2 a seguir.

Quadro 2 - Nomenclatura dos Modelos

Modelo	Edificação	Concepção Estrutural	Definição
1.1	1	1	Dimensionado utilizando um número menor de pilares, com vãos maiores entre eles
1.2		2	Dimensionado utilizando um número maior de pilares, com vãos menores entre eles
1.3		3	Dimensionado utilizando menos pilares, porém com vigas apoiando-se em outras vigas
2.1	2	1	Dimensionado utilizando todos os pilares com rotação de 90°
2.2		2	Dimensionado utilizando todos os pilares com rotação de 0°
2.3		3	Dimensionado utilizando diferentes rotações conforme necessário
3.1	3	1	Dimensionado sem a utilização de balanço
3.2		2	Dimensionado utilizando balanço de 1,50m
3.3		3	Dimensionado utilizando balanço de 2,50m

Fonte: Autor (2022).

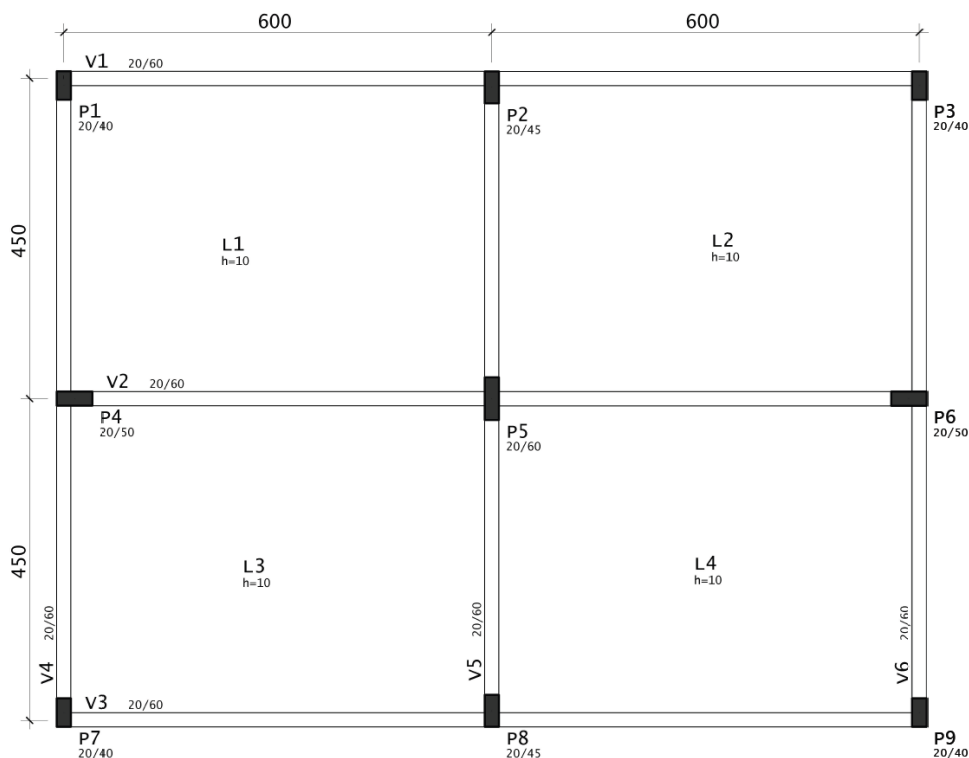
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao longo deste capítulo foram descritos os resultados dos esforços e quantitativos encontrados no processamento das estruturas. As análises estão separadas por edificação para facilitar a compreensão.

### 4.1 EDIFICAÇÃO 1

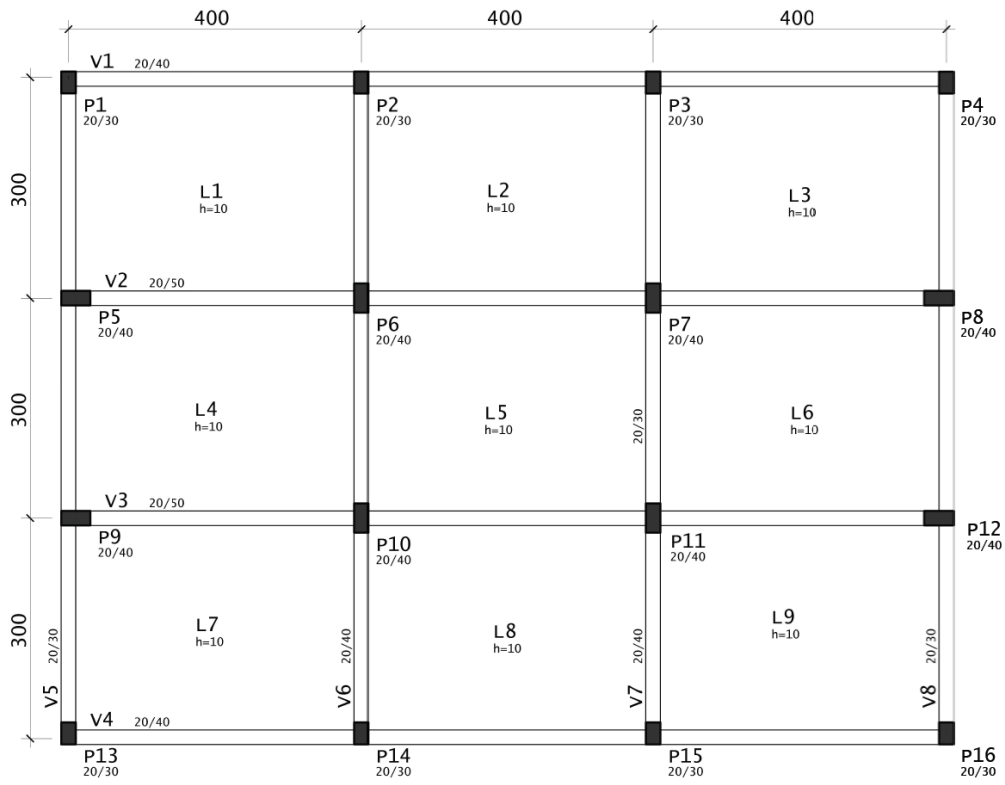
A primeira edificação tem como objetivo analisar a influência dos vãos entre pilares na estrutura. O pré-dimensionamento se mostrou insuficiente para a estrutura passar nos requisitos de segurança, portanto, a estrutura teve de ser analisada e alterada para que chegasse em uma configuração que suprisse os problemas apontados pelo programa e não apresentasse erros de segurança ou deslocabilidade. Todos os modelos foram ajustados de forma a ser o mais econômicos possível enquanto ainda passar em todos os quesitos de segurança e deslocabilidade normativos. Os modelos para a Edificação 1 estão apresentadas nas Figuras 13, 14 e 15 a seguir.

Figura 13 – Modelo 1.1



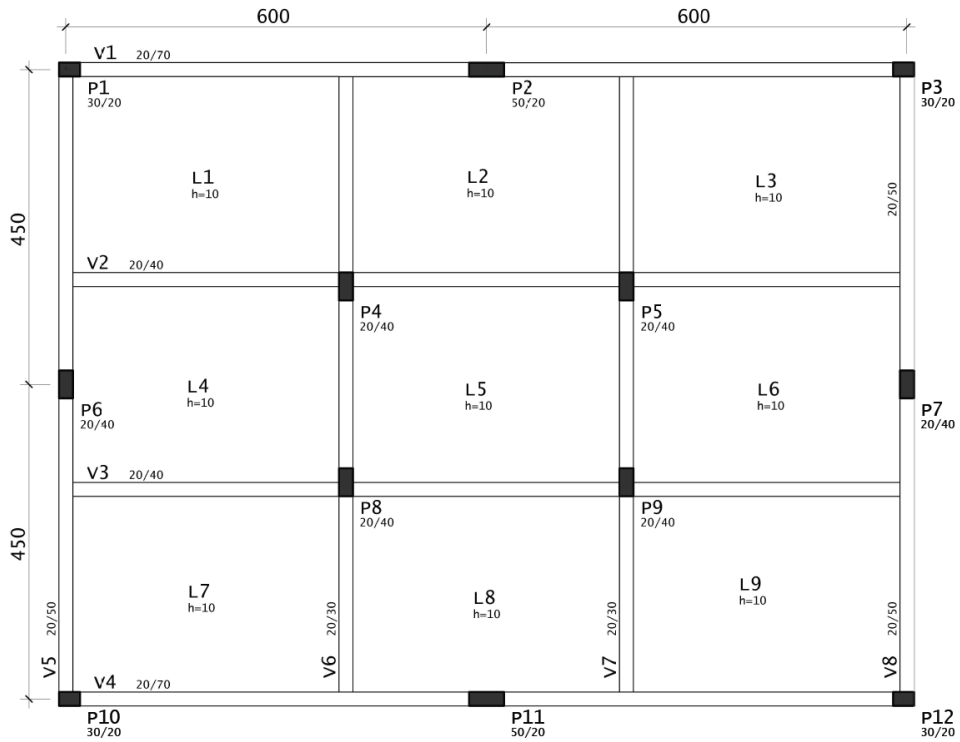
Fonte: Autor (2022).

Figura 14 - Modelo 1.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 15 - Modelo 1.3



Fonte: Autor (2022).

#### 4.1.1 Quantitativo de Material

Utilizando o *software* TQS, foi extraída a relação de material para cada modelo da Edificação 1. O próprio TQS também fornece o custo estimado de cada insumo. A relação de materiais e custos de cada modelo está apresentada na Tabela 5 abaixo.

Tabela 5 - Quantitativo de Materiais e Custos da Edificação 1

EDIFICAÇÃO 1			
	MODELO 1.1	MODELO 1.2	MODELO 1.3
CONCRETO (m <sup>3</sup> )	97,10	95,40	99,40
CUSTO CONCRETO (R\$)	20.876,50	20.511,00	21.371,00
FORMA (m <sup>2</sup> )	1.045,35	1.069,95	1.083,25
CUSTO FORMA (R\$)	36.587,25	37.448,25	37.913,75
AÇO VIGAS (kg)	2.109	2.269	2.767
AÇO PILAR (kg)	1.093	1.312	1.231
AÇO TOTAL (kg)	3.202	3.581	3.998
CUSTO AÇO (R\$)	16.020,00	17.910,00	19.980,00
TOTAL CUSTO (R\$)	73.483,75	75.869,25	79.264,75

Fonte: Autor (2022).

Apesar dos modelos apresentarem propostas diferentes, economicamente teve pouca variação. O modelo 1.1 tem bem menos elementos estruturais que os demais, mas esses elementos tiveram de ser mais robustos por resistirem, individualmente, a uma carga maior. Como as seções dos pilares e vigas do modelo 1.1 são maiores, a quantidade de concreto e área de formas ficou muito parecida com a quantidade dos modelos 1.2 e 1.3. O modelo 1.3 apresentou maior área e volume de materiais, devido a quantidade de elementos ser maior do que o modelo 1.1 e as seções serem maiores do que as do modelo 1.2. Considerando que na execução da estrutura há uma perda de material, é possível considerar que o quantitativo de madeira e concreto é o mesmo.

Porém, a variação mais significativa entre os modelos é a quantidade de aço. Com 16 pilares, o modelo 1.2 tem um quantitativo de aço nos pilares cerca de 20% maior do que o modelo 1.1 e 10% maior do que o modelo 1.3, com 9 e 12 pilares, respectivamente. Em prol da rigidez do edifício, os pilares do modelo 1.2 não diminuíram de seção o suficiente para compensar o uso de mais pilares com vãos menores entre eles.

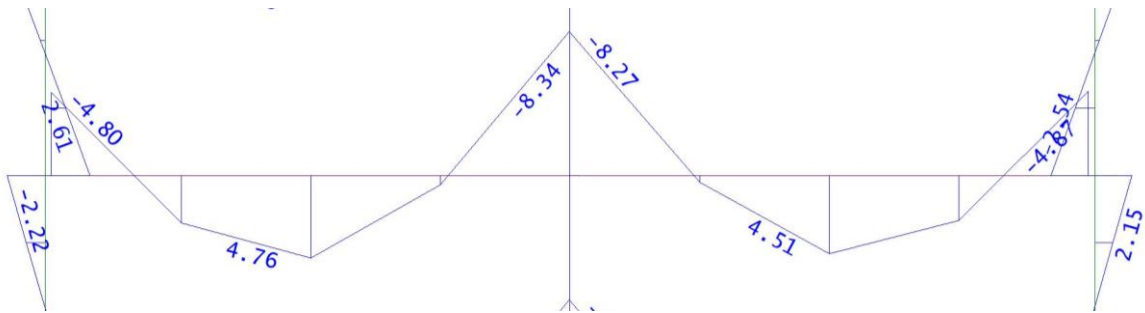
Por ter vigas que se apoiam em outras vigas, o modelo 1.3 apresenta um quantitativo de aço maior para as vigas do que os outros modelos. A necessidade de vigas mais robustas para suportar as cargas e seu peso próprio aumentou bastante o aço desse modelo, visto que as vigas se repetem por 5 pavimentos. O quantitativo para as vigas do modelo 1.3 foi 30% e 20% maior do que dos modelos 1.1 e 1.2, respectivamente.

Pela questão econômica, o modelo mais oneroso foi o 1.3, que tem como proposta um número menor de pilares, mas com vigas apoiadas em outras vigas. Houve uma diferença de apenas 4% em relação ao modelo 1.2, que tem a mesma quantidade de vigas, mas todas apoiadas em pilares, logo, com um número maior de pilares. Entre o modelo 1.3 e o modelo mais barato, o primeiro, tem uma diferença de menos de 10% do custo. Apesar de vãos maiores solicitarem mais a estrutura e fazer o modelo 1.1 necessitar de elementos mais robustos, a quantidade menor de elementos significou o menor custo total entre os modelos. No próximo tópico serão comparados os esforços e o comportamento da estrutura.

#### **4.1.2 Análise Estrutural**

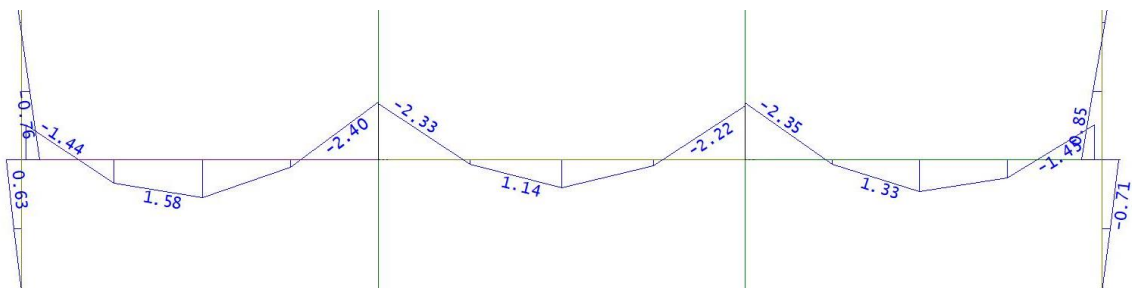
Nas Figuras 16, 17 e 18 abaixo, estão apresentados os valores, em tf.m, dos momentos fletores nos pórticos P4-P5-P6 do modelo 1.1, P5-P6-P7-P8 do modelo 1.2 e o trecho que compreende os pilares P6-P7-P8-P9 do modelo 1.3, respectivamente. A combinação avaliada foi a de todas as cargas permanentes e acidentais do trecho entre o quarto e quinto pavimento para o Estado Limite Último.

Figura 16 - Momento Fletor no Pórtico P4-P5-P6 do Modelo 1.1



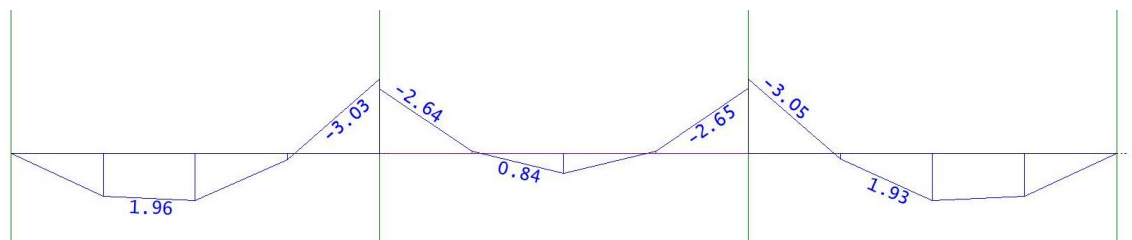
Fonte: Autor (2022).

Figura 17 - Momento Fletor no Pórtico P5-P6-P7-P8 do Modelo 1.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 18 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9 do Modelo 1.3



Fonte: Autor (2022).

O modelo 1.1 apresenta o maior valor de momento fletor  $M_y$  no pórtico. O momento positivo máximo é o dobro dos demais modelos, e o momento negativo no pilar central apresenta um valor aproximadamente 4 vezes maior do que nos demais.

Os trechos de vínculos com os pilares centrais dos pórticos dos modelos 1.2 e 1.3 apresentam momentos fletores muito parecidos, visto que suportam aproximadamente a mesma carga, com apenas algumas variações em função de posicionamento dos demais elementos. O que difere os dois modelos é o momento transmitido aos pilares laterais do modelo 1.2, que não ocorre no modelo 1.3 porque as vigas estão apoiadas em outras vigas, fazendo com que o momento nos pilares

seja zero nessa direção. Entretanto, os pilares P2, P6, P7 e P11 sofrem uma carga horizontal elevada por não estarem travados por 3 vigas, como ocorre no modelo .2. A Figura 19 abaixo apresenta a força normal no pilar P6.

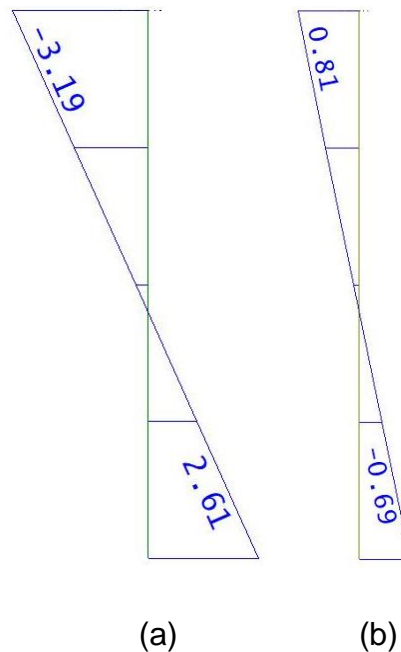
Figura 19 - Força Normal no pilar P6



Fonte: Autor (2022).

Esse tipo de esforço não ocorre nos demais pilares, já que tem uma viga que os trava no sentido contrário. E comparando o momento fletor  $M_y$  que recai ao pilar P4 do modelo 1.1 com o momento que recai ao pilar P9 do modelo 1.2, observa-se que como no modelo 1.1 os pilares suportam uma área bem maior individualmente, o esforço também é bem maior, cerca de 3,8 vezes. O P4 tem uma seção pouco maior do que o P9, mas passou nos quesitos de deslocabilidade com uma área de aço maior, sugerida pelo *software* TQS. A Figura 20 abaixo mostra o esforço dos pilares P4 e P9, respectivamente, em tf.m.

Figura 20 - Esforço nos Pilares P4 (a) e P9 (b)



Fonte: Autor (2022).

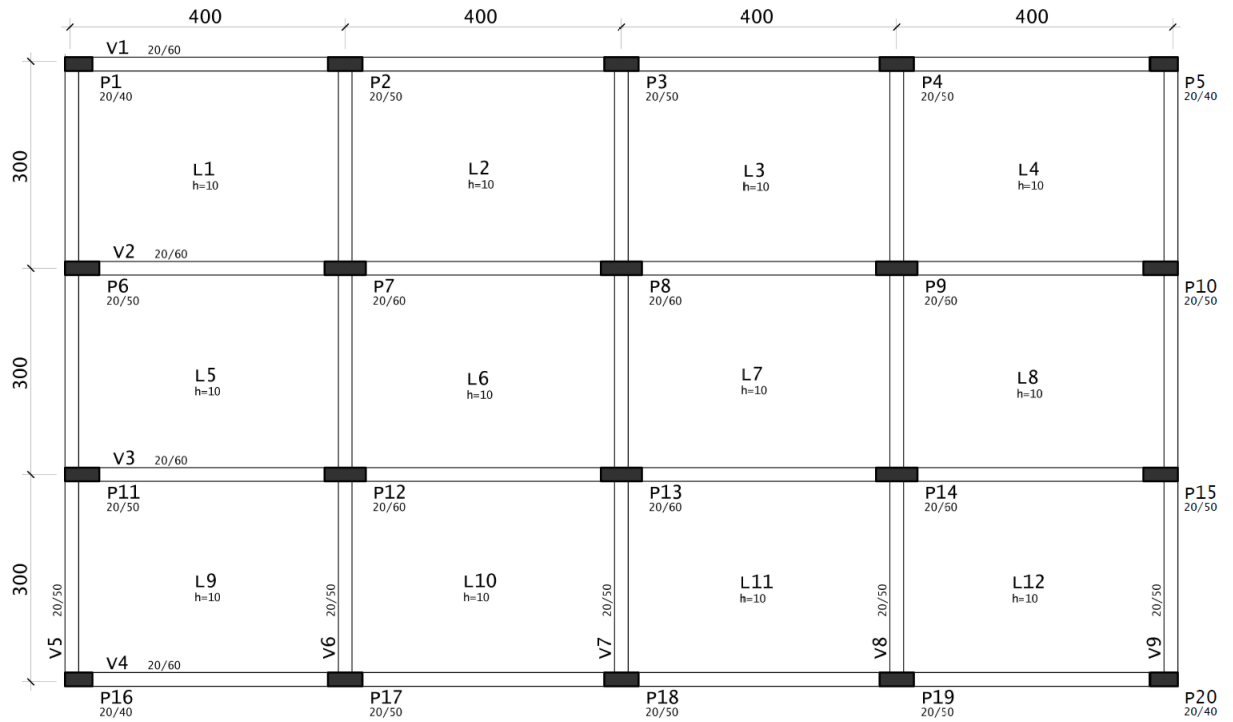
Esse dado demonstra que utilizar vãos maiores significa que a carga incidente no pilar vai ser maior, e portanto, também será maior o esforço realizado no pilar. Como a solução para que ele continue segura é apenas aumentar a seção transversal e a área de aço, deve-se avaliar se compensa dividir a carga em mais pilares ou aumentar os elementos, visto que mesmo utilizando mais pilares, a taxa de armadura longitudinal mínima deve ser de 0,4% da área de concreto da seção transversal, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). A solicitação da arquitetura pode ser um fator importante nessa decisão, não considerada no presente trabalho.

## 4.2 EDIFICAÇÃO 2

A segunda edificação tem como objetivo analisar a influência da rotação dos pilares na rigidez da estrutura. O pré-dimensionamento pelos métodos apresentados anteriormente também se mostrou insuficiente para a estrutura passar nos requisitos de segurança, portanto, a seção dos elementos também teve de ser aumentada. O dimensionamento foi feito de forma a ser o mais econômico possível dentro dos limites normativos de segurança. Os modelos para a Edificação 2 estão apresentadas nas Figuras 21, 22 e 23 a seguir.

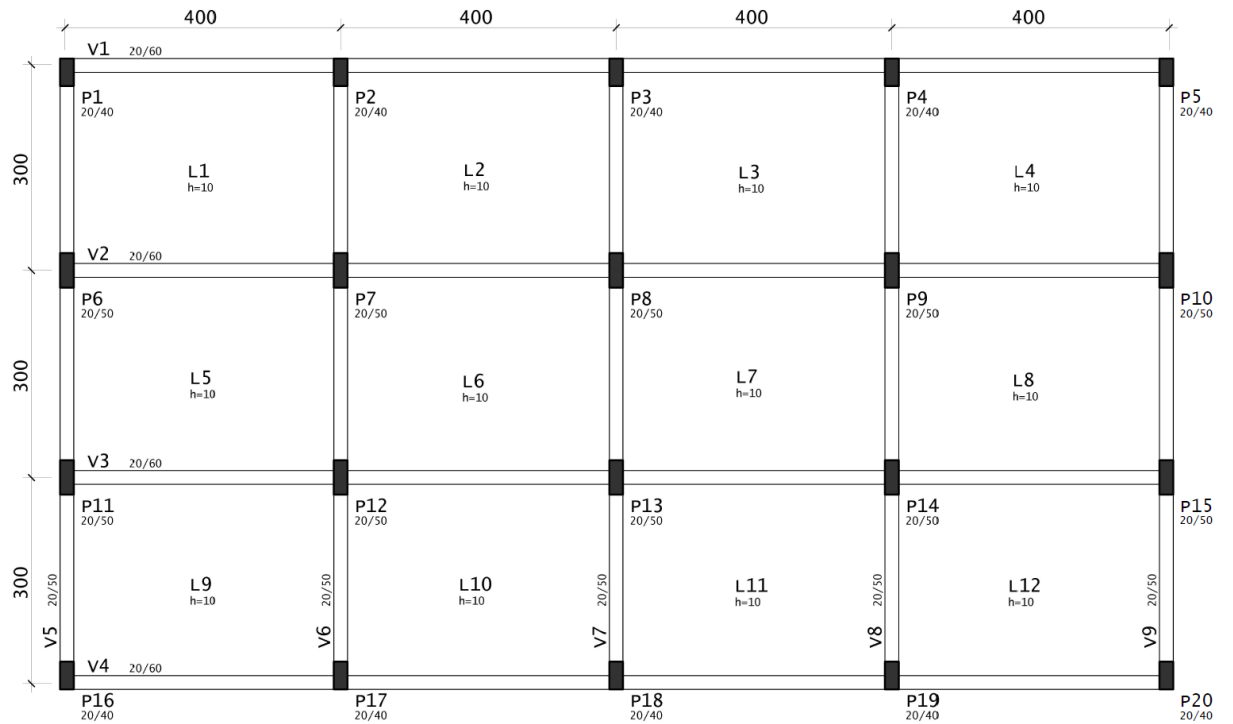


Figura 21 - Modelo 2.1



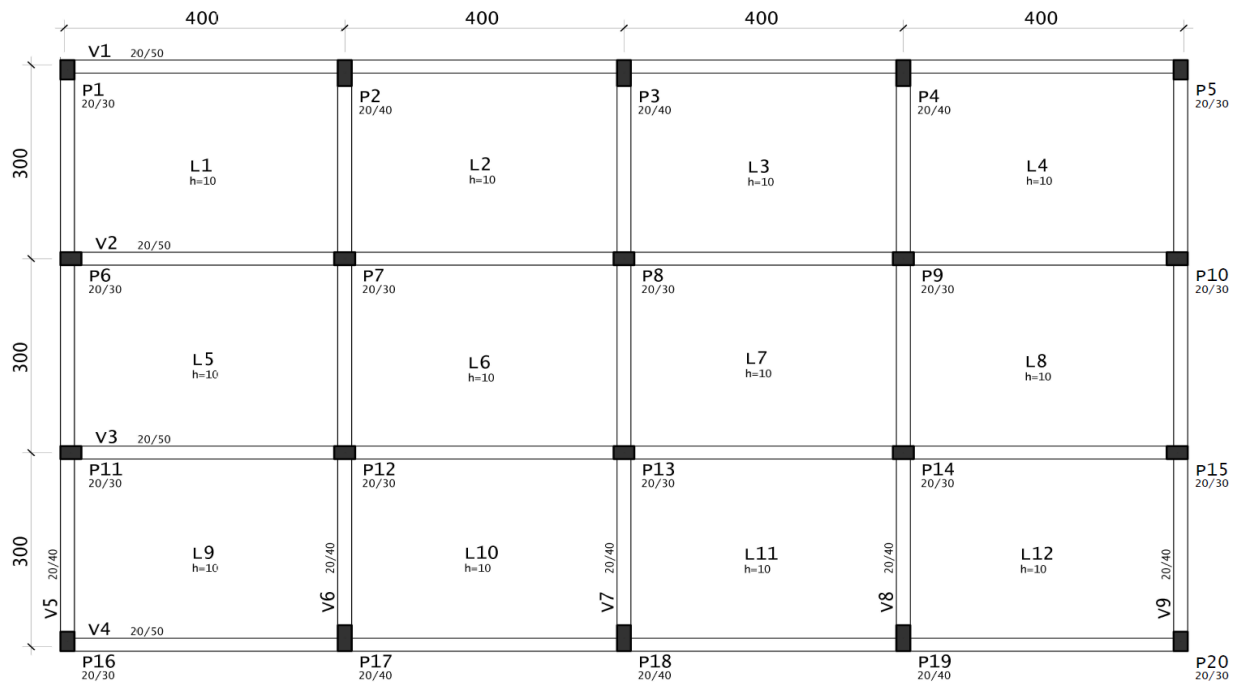
Fonte: Autor (2022).

Figura 22 - Modelo 2.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 23 - Modelo 2.3



Fonte: Autor (2022).

#### 4.2.1 Quantitativo de Material

Utilizando o *software* TQS, foi extraída a relação de material para cada modelo da Edificação 2 e o custo estimado de cada insumo. A relação de materiais e custos de cada modelo está apresentada na Tabela 6 abaixo.

Tabela 6 - Quantitativo de Materiais e Custos da Edificação 2

EDIFICAÇÃO 2			
	MODELO 2.1	MODELO 2.2	MODELO 2.3
CONCRETO (m <sup>3</sup> )	147,20	132,15	128,75
CUSTO CONCRETO (R\$)	31.648,00	28.412,25	27.681,25
FORMA (m <sup>2</sup> )	1.614,20	1.605,65	1.430,85
CUSTO FORMA (R\$)	56.497,00	56.197,75	50.079,75
AÇO VIGAS (kg)	2.732	2.746	2.670
AÇO PILAR (kg)	2.008	1.960	1.570
AÇO TOTAL (kg)	4.740	4.706	4.240
CUSTO AÇO (R\$)	23.725,00	23.525,00	21.195,00
TOTAL CUSTO (R\$)	111.870,00	108.135,00	98.956,00

Fonte: Autor (2022).

Em relação aos custos e quantitativos, essa edificação apresentou diferenças interessantes entre os modelos. O modelo 2.1 foi o mais oneroso, sendo 13% mais caro do que o modelo mais econômico, 2.3. Entretanto, a diferença entre o modelo 2.1 e o modelo 2.2 foi de apenas 3%.

O dimensionamento do modelo 2.1 propõe todos os pilares com sua maior dimensão paralela a maior dimensão do edifício, enquanto o dimensionamento do modelo 2.2 propõe todos eles com sua maior dimensão perpendicular à maior dimensão do edifício. A seção de todas as vigas se manteve a mesma entre os dois modelos, mas como a maior ação do vento ocorre na face do edifício com maior área, os pilares do modelo 2.1 necessitaram de uma seção maior para que o gama-z se mantivesse menor do que 1,1. Isso demonstra que o pilar fica menos rígido se a face maior estiver recebendo carga horizontal perpendicular a ela. A diferença na seção dos pilares dos dois primeiros modelos significou mais de 10% de concreto a mais para o modelo 2.1.

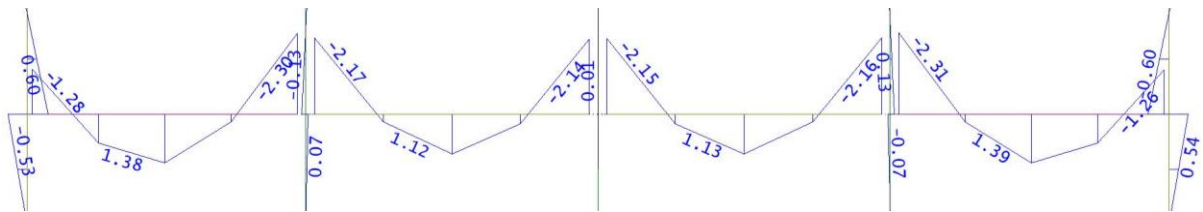
Como no modelo 2.2 os pilares têm uma rotação de 90° em relação ao modelo 2.1, eles puderam ter sua seção diminuída e a estrutura ficou razoavelmente mais econômica. Percebe-se que a rigidez da estrutura aumenta quando a face maior do pilar é paralela a direção que mais recebe vento e por consequência o valor do gama-z diminui.

No modelo 2.3, os pilares foram rotacionados estrategicamente para que a estrutura ficasse o mais rígida possível ao mesmo tempo que se mantivesse econômica. Apesar de os pilares centrais serem os que recebem maior área de carga vertical, foi necessário aumentar os pilares laterais e de canto para que resistissem aos esforços de vento sem que a estrutura deslocasse o suficiente para serem considerados os efeitos de segunda ordem. Desta forma, a estrutura precisou de 90% do aço dos outros modelos e teve uma economia de 14% em relação ao concreto necessário para o modelo mais caro.

#### **4.2.2 Análise Estrutural**

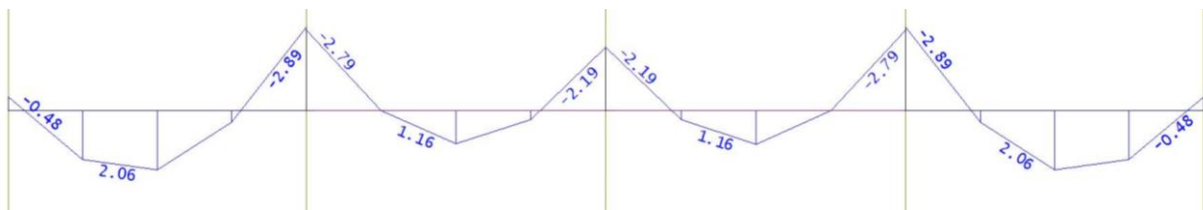
Nas Figuras 24, 25 e 26 abaixo, estão apresentados os valores, em tf.m, dos momentos fletores nos pórticos P6-P7-P8-P9-P10 dos modelos 2.1, 2.2 e 2.3, respectivamente. A combinação avaliada foi a de todas as cargas permanentes e acidentais do trecho entre o quarto e quinto pavimento para o Estado Limite Último.

Figura 24 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9-P10 do Modelo 2.1



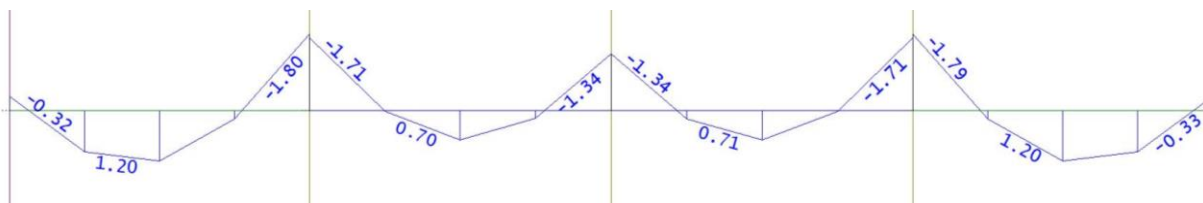
Fonte: Autor (2022).

Figura 25 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9-P10 do Modelo 2.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 26 - Momento Fletor no Pórtico P6-P7-P8-P9-P10 do Modelo 2.3



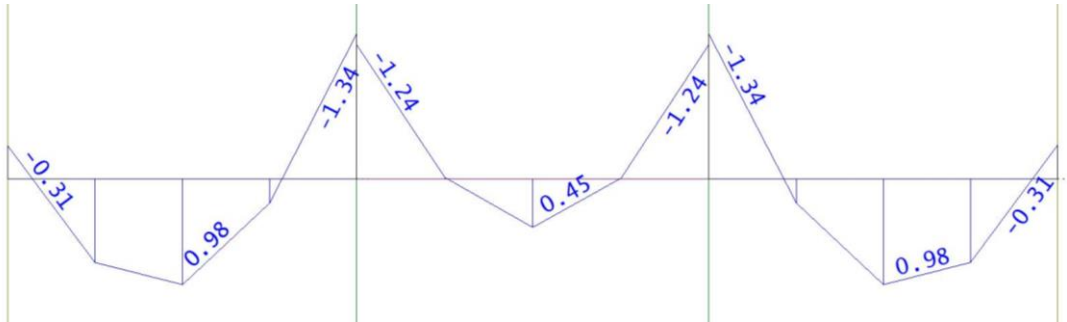
Fonte: Autor (2022).

Observa-se que como as cargas verticais para os três modelos são os mesmos e as únicas diferenças de dimensionamento são em relação à rotação dos pilares, o momento fletor nos pórticos é muito parecido. O menor momento  $M_y$  está no modelo 2.1, devido às vigas estarem apoiadas no mesmo sentido da maior dimensão dos pilares e terem uma largura efetiva menor. No modelo 2.2, acontece o contrário. No terceiro modelo, por estar otimizado em relação à rigidez, a estrutura apresenta um gama-z menor do que 1,1 mesmo com elementos menores.

Nas Figuras 25 e 26, apresentadas anteriormente, não está sendo visualizado o momento transferido para os pilares dos modelos 2.2 e 2.3. Isso acontece porque, como os pilares estão rotacionados a  $90^\circ$  em relação ao modelo, o momento desses pilares está na outra direção. As Figuras 27, 28 e 29 a seguir apresentam o momento fletor na outra direção, relativo ao pórtico P2-P7-P12-P17 dos modelos 2.1, 2.2 e 2.3,

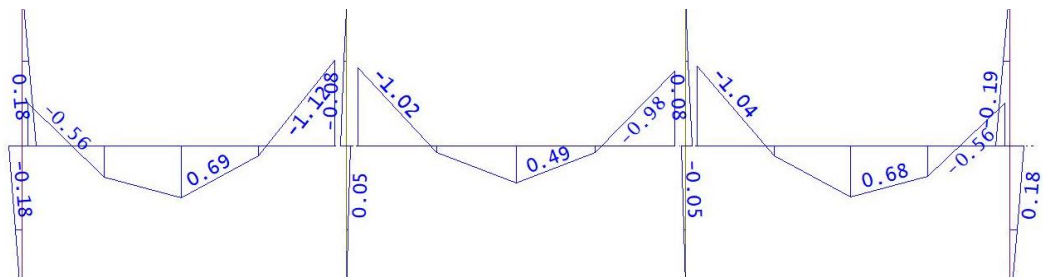
respectivamente, com a mesma combinação de cargas. Portanto, também não está sendo visualizado o momento transferido aos pilares no modelo 2.1.

Figura 27 - Momento Fletor no Pórtico P2-P7-P12-P17 do Modelo 2.1



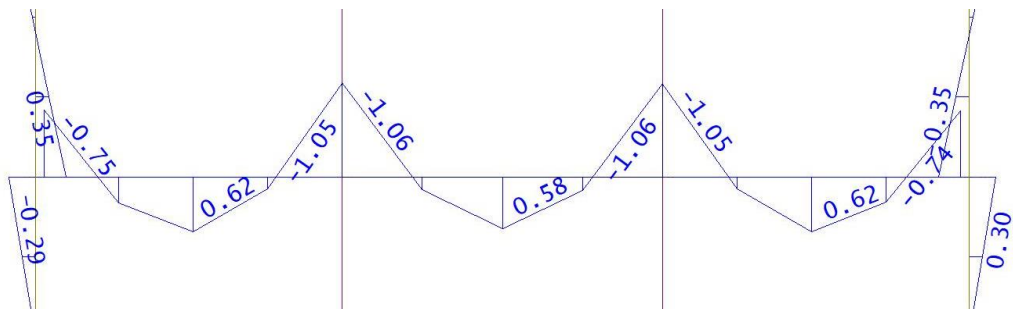
Fonte: Autor (2022).

Figura 28 - Momento Fletor no Pórtico P2-P7-P12-P17 do Modelo 2.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 29 - Momento Fletor no Pórtico P2-P7-P12-P17 do Modelo 2.3



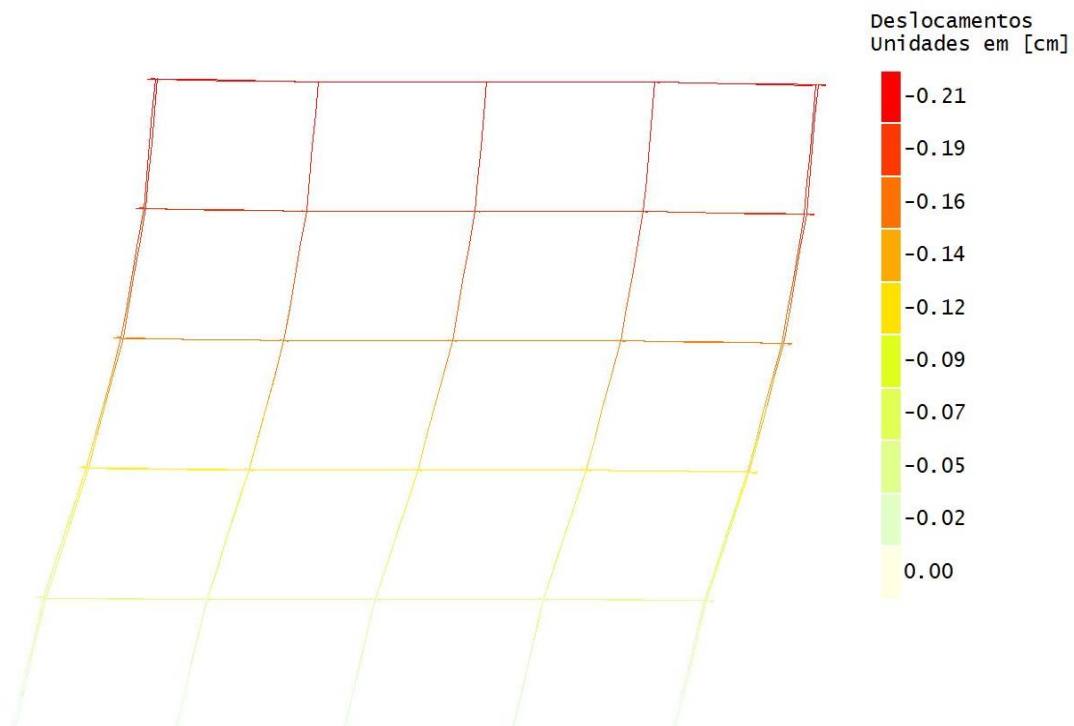
Fonte: Autor (2022).

Pelo mesmo motivo discutido anteriormente, momento  $M_y$  do modelo 2.1 é o maior, devido às vigas estarem apoiadas no sentido contrário da maior dimensão dos pilares e terem uma largura efetiva maior. Apenas na viga do meio do pórtico que o momento  $M_y$  é maior no modelo 2.3, porque a largura da viga é a mesma do modelo

2.1, mas a seção é menor. Mesmo com essa diminuição da seção, a estrutura se manteve com gama-z menor do que 1,1 e, portanto, rígida o suficiente para desconsiderar os efeitos de segunda ordem.

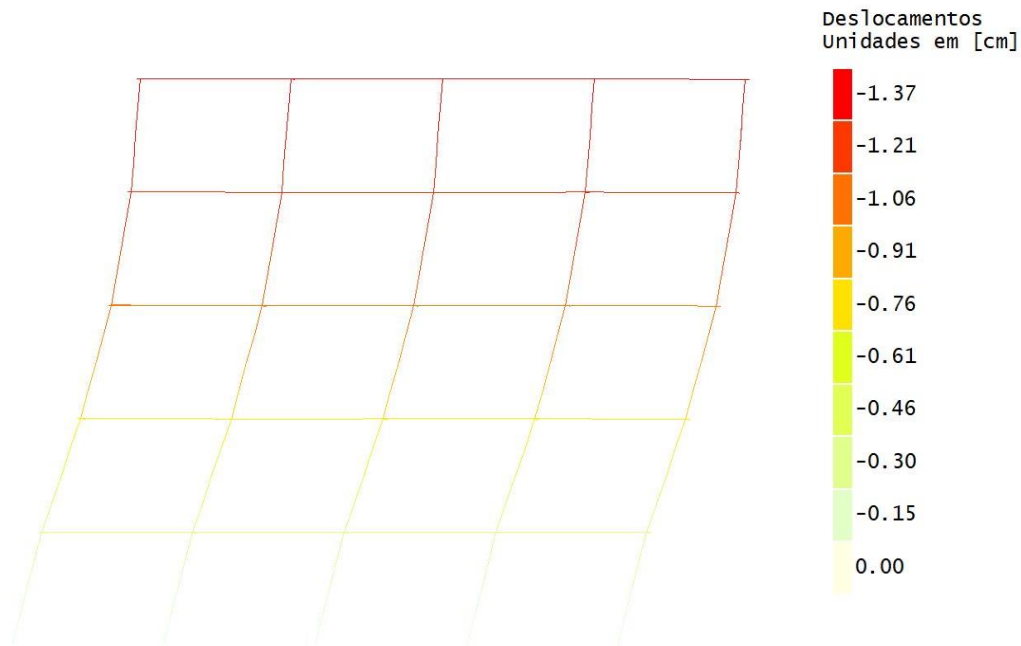
Considerando que o principal efeito analisado é da rigidez da estrutura em relação às cargas horizontais, cabe verificar os deslocamentos e esforços gerados pelo vento. Nas Figuras 30, 31 e 32 abaixo, estão apresentados os valores, em cm, dos deslocamentos da estrutura do edifício em função do vento nas vistas frontais dos modelos 2.1, 2.2 e 2.3, respectivamente. A combinação avaliada foi a de vento a 0° na edificação para o Estado Limite de Serviço.

Figura 30 - Vista Frontal do Deslocamento em Função do Vento a 0° no Modelo 2.1



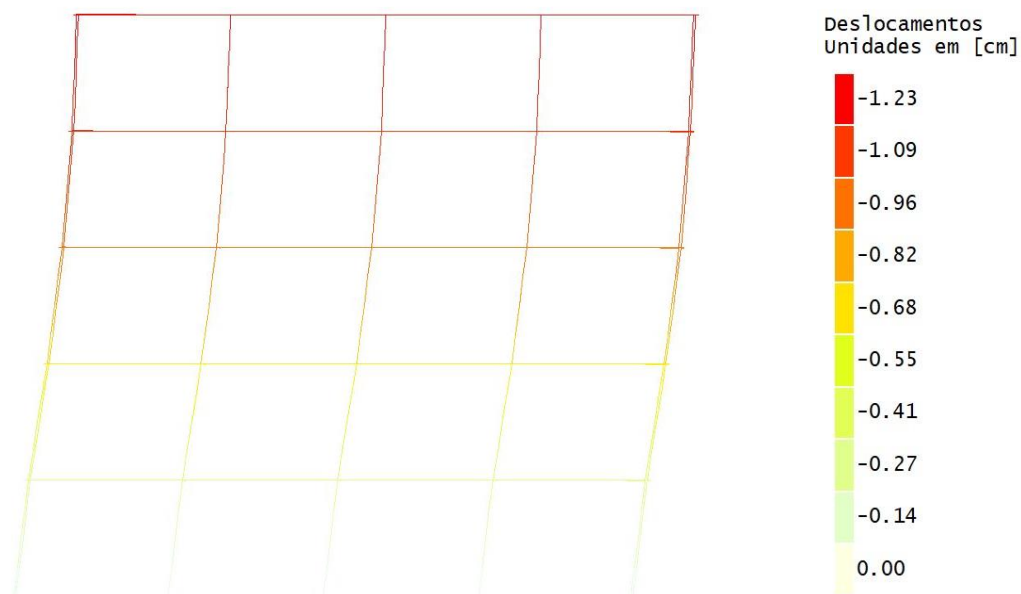
Fonte: Autor (2022).

Figura 31 - Vista Frontal do Deslocamento em Função do Vento a 0° no Modelo 2.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 32 - Vista Frontal do Deslocamento em Função do Vento a 0° no Modelo 2.3



Fonte: Autor (2022).

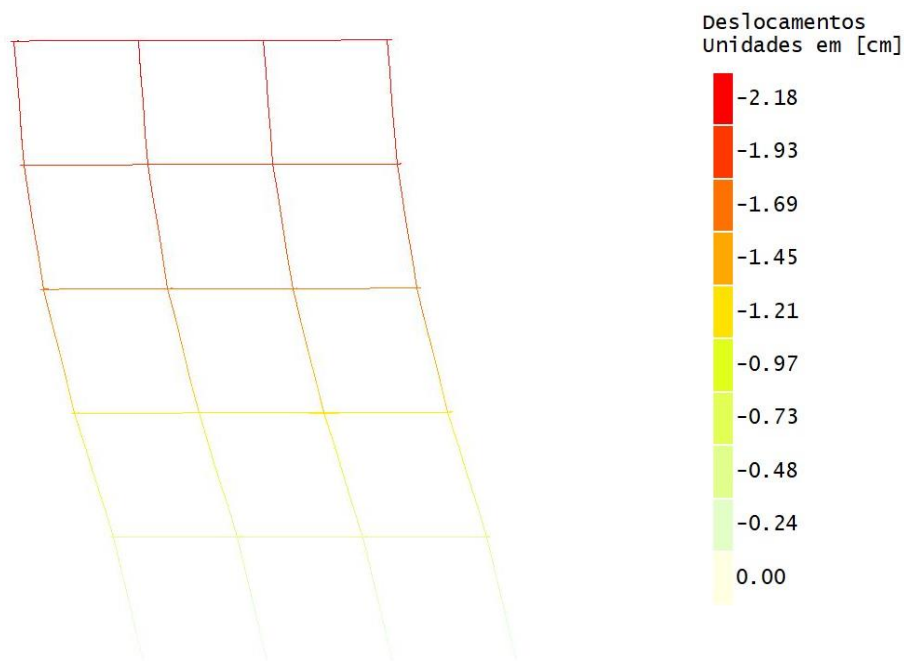
O modelo que apresentou maior deslocamento foi o segundo, visto que os pilares desse modelo estão rotacionados de forma com que a face maior deles estejam perpendiculares à ação do vento a 0°. Isso demonstra como a estrutura fica

menos rígida quando os pilares são dimensionados dessa forma. O deslocamento do modelo 2.1 corrobora com essa hipótese, visto que o deslocamento foi o menor dentre os três modelos, cerca de 6,5 vezes menor do que o deslocamento do modelo com pilares com a menor face perpendicular à ação do vento. A mesma situação acontece para a face do edifício que recebe os carregamentos do vento a  $180^\circ$ .

O modelo 2.3, mais otimizado, apresenta pilares com rotação similar ao segundo modelo onde se mostrou necessário para aumentar a rigidez da estrutura sem aumentar as seções. Mesmo com dimensões menores de vigas e pilares, o deslocamento desse modelo foi menor do que o deslocamento do modelo 2.2, demonstrando que a rotação estratégica dos pilares aumenta a rigidez e deixa a estrutura mais econômica.

Nas Figuras 33, 34 e 35 abaixo, estão apresentados os valores, em cm, dos deslocamentos da estrutura do edifício em função do vento nas vistas laterais dos modelos 2.1, 2.2 e 2.3, respectivamente. A combinação avaliada foi a de vento a  $90^\circ$  na edificação para o Estado Limite de Serviço.

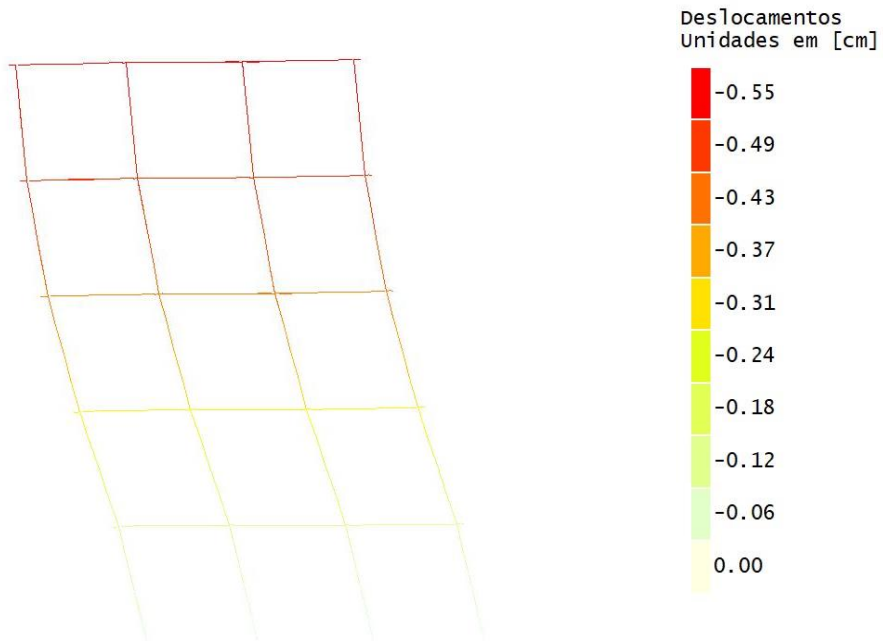
Figura 33 - Vista Lateral do Deslocamento em Função do Vento a  $90^\circ$  no Modelo 2.1



Fonte: Autor (2022).

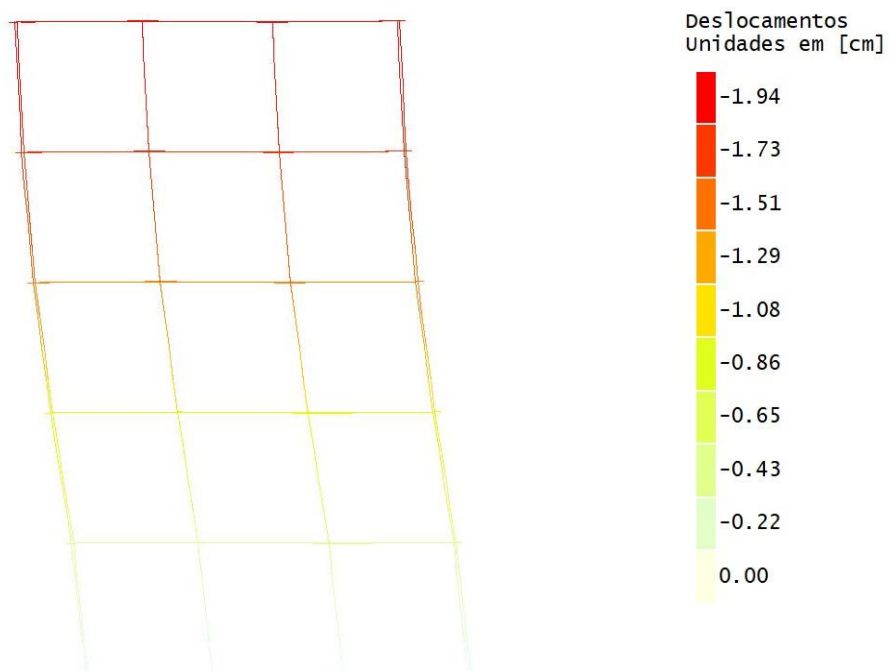


Figura 34 - Vista Lateral do Deslocamento em Função do Vento a 90° no Modelo 2.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 35 - Vista Lateral do Deslocamento em Função do Vento a 90° no Modelo 2.3



Fonte: Autor (2022).

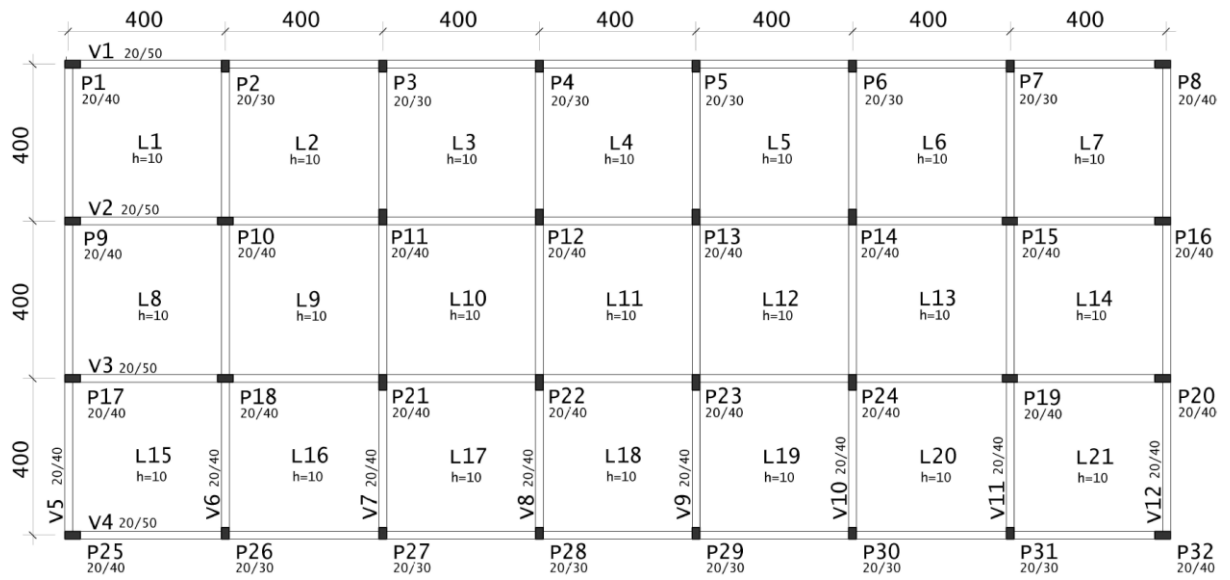
Da mesma forma observada no deslocamento da vista frontal, é possível perceber que na vista lateral o modelo com maior deslocamento foi o primeiro. Nesse modelo, a face maior dos pilares está perpendicular à ação do vento a  $90^\circ$ , logo, nota-se que a rigidez é bem menor do que se fosse a outra face, como é o caso do modelo 2.2. O deslocamento do modelo 2.2 é aproximadamente 4 vezes menor do que a do modelo 2.1, demonstrando que para essa face do edifício a estrutura está mais rígida devido a rotação dos pilares. O mesmo acontece com a face oposta, que recebe o vento a  $270^\circ$ .

Porém, como a estrutura trabalha como um todo, manter todos os pilares rotacionados para a mesma direção não é econômico. No caso do modelo 2.3, o deslocamento apresentado na vista lateral foi maior do que o do modelo 2.1, mas as dimensões necessárias para os elementos foram consideravelmente menores e, portanto, a estrutura ficou mais econômica e otimizada. Cabe ressaltar que todos esses deslocamentos estão adequados de acordo com a norma de desempenho.

### 4.3 EDIFICAÇÃO 3

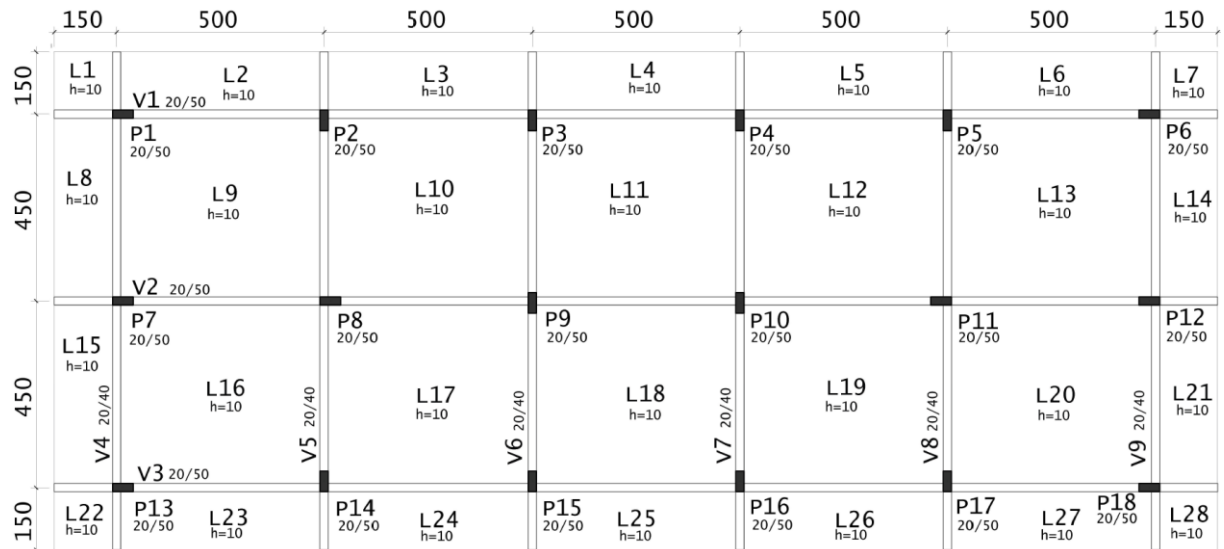
A última edificação tem como objetivo analisar a influência do uso de lajes em balanço na estrutura. A comparação foi feita com um dimensionamento sem balanço, um com balanço de 1,50 metros e outro com balanço de 2,50 metros. Foi necessário aumentar a seção dos elementos pré-dimensionados pelos métodos apresentados anteriormente para que a estrutura passasse nos critérios normativos. O redimensionamento foi realizado de forma que ela fosse o mais econômica possível enquanto ainda passasse pelo processamento estrutural sem apresentar erros de segurança e deslocabilidade. Os modelos para a Edificação 3 estão apresentadas nas Figuras 36, 37 e 38 a seguir.

Figura 36 - Modelo 3.1



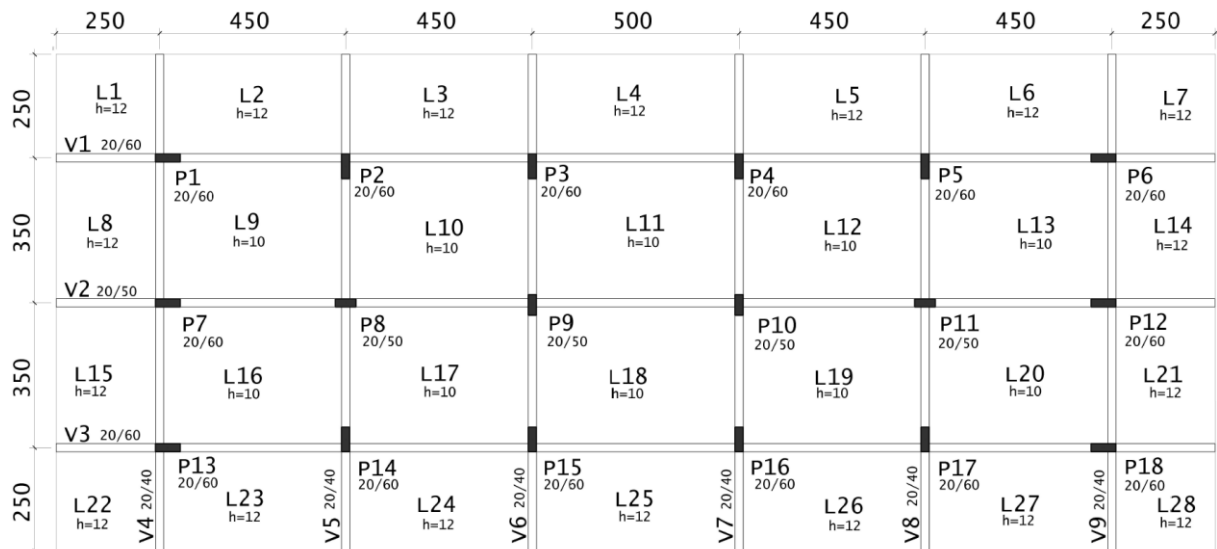
Fonte: Autor (2022).

Figura 37 - Modelo 3.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 38 - Modelo 3.3



Fonte: Autor (2022).

#### 4.3.1 Quantitativo de Material

Através do TQS, também foi extraída o quantitativo de material dos modelos da terceira edificação e o custo estimado dos insumos. A relação de materiais e custos de cada modelo está apresentada na Tabela 7 abaixo.

Tabela 7 - Quantitativo de Materiais e Custos da Edificação 3

EDIFICAÇÃO 3			
	MODELO 3.1	MODELO 3.2	MODELO 3.3
CONCRETO (m <sup>3</sup> )	273,70	224,25	269,70
CUSTO CONCRETO (R\$)	58.845,50	48.213,75	57.985,50
FORMA (m <sup>2</sup> )	2.967,40	2.574,45	2.630,80
CUSTO FORMA (R\$)	103.859,00	90.105,75	92.078,00
AÇO VIGAS (kg)	5.025	3.622	4.132
AÇO PILAR (kg)	2.703	1.901	1.863
AÇO TOTAL (kg)	7.728	5.523	5.995
CUSTO AÇO (R\$)	38.640,00	27.610,00	29.965,00
TOTAL CUSTO (R\$)	201.344,50	165.929,50	180.028,50

Fonte: Autor (2022).

Esta edificação foi a que mais apresentou diferenças nos quantitativos e custos. O modelo 3.1, que é uma estrutura sem balanço, ficou mais de 20% mais cara do que o modelo 3.2, que utiliza balanço de 1,50 metros e 12% mais cara do que o modelo 3.3, que utiliza 2,50 metros de balanço.

O único item do modelo 3.2 que não foi inferior aos demais modelos foi o quantitativo de aço nos pilares, entretanto, o quantitativo de aço total se manteve o menor. Esses resultados indicam que utilizar balanço até certo tamanho deixa a estrutura menos onerosa.

A maior discrepância entre utilizar 1,50 metros de balanço e não utilizar balanço está na quantidade de aço dos pilares. O modelo 3.2 teve um uso de 42% a menos de aço nos pilares, visto que não foi necessário utilizar a mesma quantidade de pilares do que o modelo sem balanço devido ao afastamento em relação à periferia. Entretanto, a quantidade de aço por pilar também diminuiu, indicando que os pilares acabam recebendo menos solicitação, visto que o momento transmitido ao pilar é menor.

A diferença de aço das vigas entre os modelos 3.1 e 3.2 também foi alta, com 39% de aço a menos para as vigas do modelo 3.2. Como foram utilizados menos pilares, o modelo 3.2 também necessitou de menos vigas para conectá-los, além de não precisar de vigas de borda devido às lajes das periferias estarem em balanço. Apesar dos vãos maiores, não foi necessário aumentar as dimensões das vigas, já que ao utilizar o balanço, o momento positivo na viga diminui e aparece uma parte como momento negativo, demandando menos aço para atender esses valores.

Esses resultados demonstram que, ao utilizar um balanço de cerca de 30% do vão entre pilares, a estrutura se torna mais otimizada e econômica. Esse valor de 30% se mostrou o vão ideal, visto que o modelo 3.3, apesar de ainda ser cerca de 10% mais econômica do que o modelo 3.1, já necessitou de elementos mais robustos para suportar esse balanço maior. Para que a estrutura suporte um valor de balanço ainda maior seria necessário aumentar bem mais as dimensões dos pilares e vigas, deixando a estrutura mais onerosa do que se não fosse utilizado o balanço.

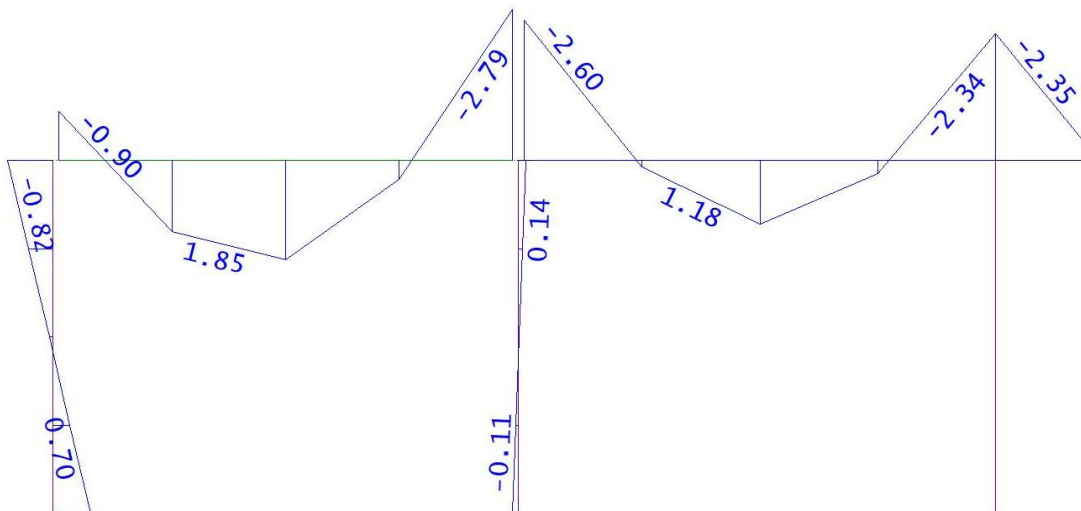
Cabe salientar que a execução de elementos em balanço é mais trabalhosa e complexa, muitas vezes mais demorada. Utilizar o balanço ideal no modelo apresentado neste trabalho é uma solução mais econômica, porém, não leva em consideração as demandas arquitetônicas. Utilizar balanços muito grandes exigiria mais horas de trabalho, cuidados maiores de execução e tempos específicos de cura

e escoramento, podendo ocasionar prejuízos de macrologística e tornando economicamente inviável utilizar essa solução. Além do fator do tempo e dificuldade envolvidos com a execução, balanços tendem a gerar trincas nas quinas, o que pode ser um problema de patologia futura.

#### 4.3.2 Análise Estrutural

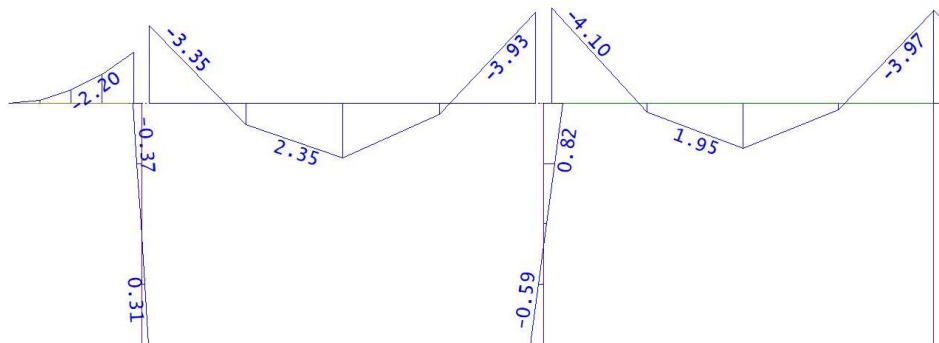
Nas Figuras 39, 40 e 41 abaixo, estão apresentados os valores, em tf.m, dos momentos fletores no pórtico P9-P10-P11 do modelo 3.1 e P7-P8-P9 dos modelos 3.2 e 3.3, respectivamente. A combinação avaliada foi a de todas as cargas permanentes e acidentais do trecho entre o quarto e quinto pavimento para o Estado Limite Último.

Figura 39 - Momento Fletor no Pórtico P9-P10-P11 do Modelo 3.1



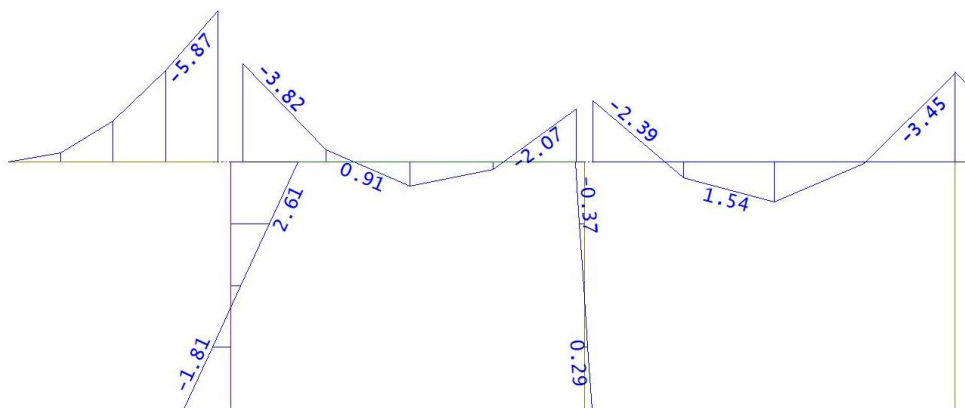
Fonte: Autor (2022).

Figura 40 - Momento Fletor no Pórtico P7-P8-P9 do Momento 3.2



Fonte: Autor (2022).

Figura 41 - Momento Fletor no Pórtico P7-P8-P9 do Modelo 3.3



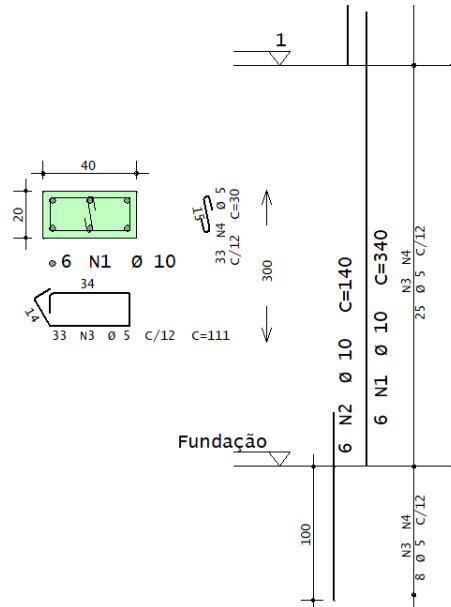
Fonte: Autor (2022).

Os esforços nas vigas do modelo 3.1 são menores do que os do modelo 3.2, que apresenta 1,50 de balanço, porém, isso é devido aos vãos entre pilares no modelo 3.1 serem menores. O balanço gera um momento negativo no nó da viga e o pilar que sugere uma armadura mais robusta. Entretanto, ao analisar o detalhamento da viga V2 do modelo 3.1 com a viga V2 do modelo 3.2, percebe-se que no modelo 3.1 a viga necessitou de um total de 133 kg de aço, enquanto no segundo modelo foi necessário 127 kg, portanto, a redistribuição de esforços tornou a viga mais econômica.

Apesar de os pilares no modelo 3.1 precisarem de uma seção menor, pela área de influência de cada pilar ser menor e não receberem um momento extra gerado pelo balanço, a taxa de aço nos pilares das extremidades se manteve a mesma do modelo

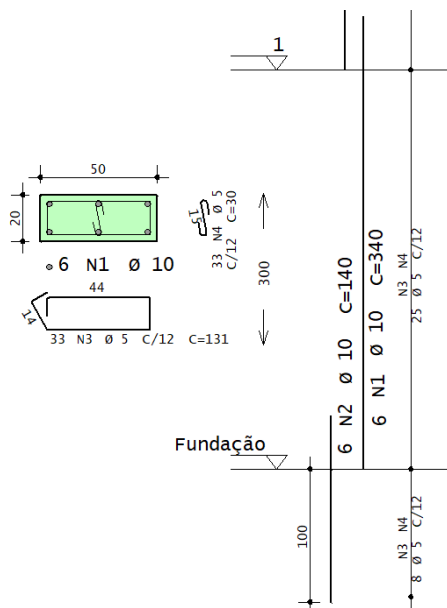
3.2. As Figuras 42 e 43 apresentam um trecho do detalhamento da armadura dos pilares P9 do modelo 3.1 e P7 do modelo 3.2, gerado automaticamente pelo *software* TQS, em que a única diferença está no comprimento dos estribos, visto que a seção do pilar P7 é maior.

Figura 42 - Trecho do Detalhamento do Pilar P9 do Modelo 3.1



Fonte: Autor (2022).

Figura 43 - Trecho do Detalhamento do Pilar P7 do Modelo 3.2



Fonte: Autor (2022).



Ao comparar os modelos que utilizam balanço, percebe-se que o momento negativo na viga aumenta muito quando o balanço também aumenta, visto que ele aumenta exponencialmente em função da largura. Isso faz com que os elementos precisem ser mais robustos, inclusive os pilares. Nota-se que o momento transferido ao pilar também aumenta várias vezes, logo, a taxa de armadura nesse pilar precisa ser maior para suportar esse carregamento extra de flexão. Entretanto, utilizar o balanço faz com que o momento positivo nas vigas diminua, como é possível observar nas figuras acima. O momento positivo na viga entre os pilares da extremidade diminuiu consideravelmente, enquanto o negativo nesse trecho não aumentou da mesma forma.

Esse efeito indica uma redistribuição de esforços que pode ser benéfica para o dimensionamento da estrutura. Um balanço ideal seria na faixa de 30% do vão, no caso do modelo 3.2, 1,50 metros. Com esse tipo de solução, a estrutura fica bem mais econômica e pode ser otimizada, já que a solicitação máxima não demanda um grande aumento no dimensionamento. Entretanto, quando o balanço é muito grande, o efeito é o contrário. É necessário aumentar cada vez mais as dimensões para que a estrutura suporte o novo arranjo de cargas, tornando ela mais onerosa e mal otimizada, dificilmente sendo a melhor solução de dimensionamento.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma competência essencial para um engenheiro projetista de estruturas é entender como as estruturas se comportam e qual a influência de diferentes formas de lançamento dos elementos no resultado obtido. Algumas simples alterações podem impactar tanto positivamente quanto negativamente na forma de execução e principalmente no custo final, que é o fator mais importante para o cliente. À vista disso, no presente trabalho buscou-se interpretar os diferentes resultados obtidos pelo processamento de três concepções estruturais para três edifícios em concreto armado.

O objetivo deste trabalho era analisar, dimensionar e por fim, comparar esforços e quantitativos de três concepções para cada um dos três modelos. Esse objetivo foi atingido de modo que os resultados obtidos foram satisfatórios no âmbito teórico, sendo o esperado de acordo com a literatura, e no âmbito prático, visto que os quantitativos apresentaram os quesitos mais vantajosos economicamente.

Na primeira edificação, conclui-se que o número de elementos influencia mais do que o vão entre eles, principalmente em edificações pequenas. Nesse caso, é mais econômico aumentar as seções e prever elementos mais robustos do que prever um maior número de pilares de seção pequena, porque mesmo diminuindo os pilares ainda deve-se respeitar a norma, que prevê uma taxa de armadura longitudinal mínima de 0,4% da área de concreto da seção transversal. Porém, solicitar demais algum elemento para diminuir a quantidade de outro faz com que o quantitativo não compense, o que é o caso de apoiar uma viga em outra para que não seja necessário prever um pilar. Dessa forma, a viga precisa ser robusta demais para resistir a solicitação e torna-se menos econômica.

O fator estudado na segunda edificação foi a rigidez dos edifícios em função da rotação dos pilares. Foi possível concluir que a maior rigidez ocorre quando a maior face do pilar não está perpendicular à ação do vento, pois quanto maior a área de contato, maior o efeito do esforço horizontal. Porém, como o vento atua em todas as direções, prever estrategicamente os pilares com rotações diferentes de forma que a rigidez fique distribuída deixa a estrutura bem mais econômica. Foi percebido neste trabalho que a maior face do edifício sofre a maior solicitação do vento, portanto, para que a estrutura fique mais rígida, o foco maior deve ser em pilares com rotação cuja

face menor fique perpendicular a essa solicitação, porque dessa forma eles precisam de seções bem menores para resistir a esse esforço.

Foi possível compreender através da última edificação que utilizar balanço pode deixar a estrutura bem mais econômica. No caso deste trabalho, o modelo que utilizou balanço de cerca de 30% do vão entre pilares apresentou uma economia de 20% em relação ao modelo sem balanço algum. Ao aumentar o balanço, percebe-se que é necessário aumentar proporcionalmente as seções e taxas de armadura para que a estrutura resista esse balanço, tornando-se cada vez menos vantajoso a utilização do balanço. Logo, conclui-se que a faixa ideal de balanço é em torno de 30% do vão, que deixa a estrutura mais otimizada em relação aos esforços e mais econômica no quesito quantitativo. Deve-se verificar, porém, as questões construtivas e arquitetônicas para viabilizar o uso dessa solução.

Este trabalho demonstrou que diferentes concepções estruturais influenciam muito nos fatores construtivos e, principalmente, nos fatores econômicos. A capacidade de análise do comportamento das estruturas é um diferencial do engenheiro e deve ser trabalhada constantemente para que se possa buscar a excelência do projeto. Conclui-se, portanto, que estudar e testar soluções diferentes para a mesma estrutura é benéfico para o crescimento e desenvolvimento do engenheiro e vantajoso para o cliente final, que receberá o projeto de uma estrutura menos onerosa e otimizada.

Existem diversos fatores que influenciam o comportamento das estruturas que não foram analisados neste trabalho, portanto, como sugestão para trabalhos futuros, pode ser estudado a influência de diferentes tipos de concreto, já que para todas as concepções foi considerado concreto de resistência de 25 MPa. Também seria interessante utilizar esses diferentes fatores em casos reais, visto que a arquitetura é o que vai gerar a necessidade de soluções especiais para o empreendimento.

## REFERENCIAL TEÓRICO

ADORNA, Diego da L.; PARIZOTTO, Liana; LAZZARI, Bruna M.; *et al.* **Concreto Armado: Vigas e Lajes**. Porto Alegre: Sagah, 2021.

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira. **Análise de Alternativas Estruturais para Edifícios em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1999.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

AUFIERI, Fábio Augusto. **Diretrizes para o Dimensionamento e Detalhamento de Pilares de Edifícios em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1997.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu Te Amo**. 3. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2002.

BOTELHO, Manoel Henrique C.; FERRAZ, Nelson N. **Concreto armado - eu te amo - vai para a obra, vol. 1**. São Paulo: Edgard Blücher, 2016.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. v2. São Paulo: Pini, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

EDMUNGO, Douglas A.; GUIMARÃES, Diego; ROJAS, Fernando C.; PICCOLI, Rossana; DRESCH, Fernanda. **Teoria das Estruturas**. Porto Alegre: Sagah, 2018.  
FILHO, João Tomás Pereira. **Influência da Concepção Estrutural na Estabilidade Global de Edifícios em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2019.

FUSCO, Péricles B.; ONISHI, Minoru. **Introdução à engenharia de estruturas de concreto**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2017.

GILBERT, Anne M.; LEET, Kenneth M.; UANG, Chia M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3. ed. Porto Alegre: AMGH, 2010.

GRABASCK, Jaqueline R.; VENTURI, Denise I. S G.; BARBOSA, Eduarda P.; *et al.* **Concreto Armado Aplicado em Pilares, Vigas-Parede e Reservatórios**. Porto Alegre: Sagah, 2021.

KASSIMALI, Aslam. **Análise Estrutural - Tradução da 5ª edição norte-americana**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2016.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

MARTHA, Luiz. **Análise de Estruturas - Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017.

MELO, Paula Rodrigues. **Pré-dimensionamento de Estruturas de Madeira, de Aço e de Concreto para Auxílio à Concepção de Projetos Arquitetônicos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia. 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Estruturas de Concreto**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

PONTE, Davi de Souza da. **Estudo do comportamento e otimização do projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2015.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado**. São Paulo, SP: Oficinas de Textos, 2015.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2007.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2000.

SANTOS, J. B.; SILVA, T. J. DA; ALVA, G. M. S. Influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de edifícios em concreto armado. Rev. **IBRACON** Estrut. Mater. São Paulo, v. 11, n. 4, ago, 2018.

TEATINI, João C. **Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo: Grupo GEN, 2016.

TQS INFORMÁTICA LTDA. Sistema CAD-TQS – Suporte para o usuário. São Paulo, 2022. Disponível em: <http://www.docs.tqs.com.br/>. Acesso em 29/04/2022.

VENTURI, Denise I. S G.; LAZZARI, Bruna M.; BOTELHO, Larissa C G.; *et al.* **Concreto Armado Aplicado em Vigas, Lajes e Escadas**. Porto Alegre: Sagah, 2021.

YAZIGI, Walid. **A técnica de edificar**. São Paulo: Blucher, 2021.