

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Gabriel Mezadri Pozzebon

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO  
ARMADO CONSIDERANDO A ALVENARIA PARTICIPANTE**

Santa Maria, RS  
2021

**Gabriel Mezadri Pozzebon**

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO  
CONSIDERANDO A ALVENARIA PARTICIPANTE**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia  
Civil da Universidade Federal de Santa  
Maria (UFSM, RS), como requisito  
parcial para obtenção do título de  
**Engenheiro Civil.**

Orientador: Prof.<sup>o</sup> Dr.<sup>o</sup> Almir Barros da Silva Santos Neto

Santa Maria, RS

2021

**Gabriel Mezadri Pozzebon**

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO  
CONSIDERANDO A ALVENARIA PARTICIPANTE**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia  
Civil da Universidade Federal de Santa  
Maria (UFSM, RS), como requisito  
parcial para obtenção do título de  
**Engenheiro Civil.**

---

Almir Barros da Silva Santos Neto, Prof. Dr. (UFSM)  
(Presidente/Orientador)

---

André Lübeck, Prof. Dr. (UFSM)

---

Alisson Simonetti Milani, Prof. Dr. (UNIPAMPA)

Santa Maria, RS

2021

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por mandar força e benção para sempre correr atrás dos meus sonhos e conseguir realizá-los.

Aos meus pais Elton e Idiones, à minha irmã Nathália e à minha namorada Verônica pelo amor, carinho e suporte durante o período de elaboração deste trabalho.

Aos meus amigos e colegas que, de algum modo, me ajudaram a percorrer esse caminho em busca do meu sonho e a consequente conclusão do curso.

Ao orientador Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto, pelos seus ensinamentos, suporte e apoio durante a graduação e período de orientação.

Aos demais professores pelos conhecimentos transmitidos e auxílio em diversas oportunidades.

À Universidade Federal de Santa Maria pela infraestrutura e assistência estudantil que oportunizou a realização desse sonho.

À Alcance Engenharia pelo curto, mas proveitoso período de aprendizado, no qual fui capaz de aplicar em campo todo aprendizado das salas de aulas.

Enfim, a todos que de algum modo contribuíram para eu alcançar os meus objetivos.

## RESUMO

### ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A ALVENARIA PARTICIPANTE

AUTOR: Gabriel Mezadri Pozzebon  
ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Este trabalho apresenta o estudo e resultados das comparações, através do Método da Diagonal Equivalente (forma mais prática para a consideração da interação entre a alvenaria e a estrutura), dos diversos métodos de cálculo da influência da alvenaria de vedação, denominada alvenaria participante, sobre a rigidez global de uma estrutura (pórtico) em concreto armado (pilares, vigas e lajes). Foi realizado uma análise computacional no software Ftool de 02 pórticos planos, de um edifício hipotético de 6 pavimentos, levando em consideração as cargas permanentes, sobrecargas e forças horizontais devido a ação do vento. Tendo em vista as normas nacionais que abrangem este tema e as demais normas internacionais, os painéis de preenchimento são substituídos por diagonais equivalentes (escoras), as quais as larguras de influência "W" podem ser calculadas por diversas maneiras. Dentre essas maneiras, neste trabalho serão demonstradas 9 modelos de representação, como Smith (1962), Hendry (1981), CSAS304:2014, ABNT NBR 16868-1:2020, NZS2430-1:1990, Mainstone (1971), ACI 530:2011 e Moreira (2002). Os pórticos, quando interligados com os painéis de alvenaria e submetidos a ações horizontais, transferem estes esforços através de uma biela de compressão. Os resultados mostraram que os painéis de alvenaria apresentam grande contribuição para o enrijecimento da estrutura, reduzindo-se consideravelmente os deslocamentos horizontais.

Palavras-chave: Diagonal Equivalente. Alvenaria de Vedação. Rigidez Global. Concreto Armado.

## **ABSTRACT**

### **ESTRUCTURAL ANALYSYS OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING CONSIDERING A PARTICIPATING MASONRY**

AUTOR: Gabriel Mezadri Pozzebon  
ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

This work presents the study and results of comparisons, through the method of equivalent diagonals (the most practical way of consideration of the interaction between the masonry and the structure), among the various calculation models of the influence of sealing masonry over the global rigidity of one structure in reinforced concrete structure. Was made one computational analysis on software Ftool of two flat porches, of one hypothetical six-story building, taking in consideration the permanent loads, usage overhead and horizontal forces due the wind action. Based on the national standards among the international standards, the masonry panels are changed for equivalent diagonals (struts), which the widths of influence "W" can be calculated for several ways. In this work, will be presented nine ways of representation, such as Smith (1962), Hendry (1981), CSAS304:2014, ABNT NBR 16868-1:2020, NZS2430-1:1990, Mainstone (1971), ACI 530:2011 and Moreira (2002). The frames when interconnected with the masonry panels and subjected to horizontal actions, transfer these efforts through a compression rod that forms in the masonry panel and changes the structural behavior of the building. The results showed that the masonry panels present a great contribution to the stiffening of the structure, considerably reducing the horizontal displacements. With the presence of openings, this effect can be reduced.

Keywords: Equivalent diagonal. Sealing masonry. Global rigidity. Reinforced concrete.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Crescimento da verticalização no Brasil. ....	14
Figura 2 - Comparação dos deslocamentos laterais entre diferentes pórticos. ....	15
Figura 3 - Etapas referentes a concepção de uma estrutura. ....	17
Figura 4 - Pórtico espacial. ....	19
Figura 5 - Representação de pórticos planos e associação de pórticos planos. ....	20
Figura 6 - Representação de pavimento isolados. ....	21
Figura 7 - Compressão axial de bloco de vedação. ....	22
Figura 8 - Divisão dos efeitos de 2ª ordem. ....	25
Figura 9 - Estágios segundo Polyakov. ....	35
Figura 10 - Demonstração da diagonal e algumas siglas das variáveis utilizadas pelos autores. ....	40
Figura 11 - Nomenclatura dos pórticos. ....	49
Figura 12 - Planta baixa do pavimento térreo. ....	49
Figura 13 - Planta baixa pavimento tipo. ....	50
Figura 14 - Planta de forma do pavimento térreo e tipo. ....	50
Figura 15 - Edificação em corte. ....	51
Figura 16 - Direções atuantes dos ventos. ....	54
Figura 17 - Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s). ....	55
Figura 18 - Corte esquemático demonstrando as alturas de cada pavimento. ....	58
Figura 19 - Coeficiente $C_a$ para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. ....	59
Figura 20 - Pórticos 1, 2 e 3 sob ação do vento a $0^\circ$ . ....	61
Figura 21 - Pórtico 9 sob ação do vento a $90^\circ$ . ....	62
Figura 22 - Deslocamentos limites. ....	65
Figura 23 - Modelo geral dos pórticos 1, 2 e 3. ....	66
Figura 24 - Modelo geral do pórtico 9. ....	67
Figura 25 - Esforço normal nos pórticos 1, 2 e 3 (vento $0^\circ$ ) para modelo referência e combinação 1. ....	80
Figura 26 - Esforço normal nos pórticos 1, 2 e 3 (vento $0^\circ$ ) para modelo referência e combinação 2. ....	81
Figura 27 - Esforços normais no pórtico 9 (vento $90^\circ$ ) para modelo referência e combinação 1 e 2, respectivamente. ....	82
Figura 28 - Esforço normal nos pórticos 1, 2 e 3 (vento $0^\circ$ ) para modelo da norma e combinação 1. ....	83
Figura 29 - Esforço normal nos pórticos 1, 2 e 3 (vento $0^\circ$ ) para modelo da norma e combinação 2. ....	84
Figura 30 - Esforços normais no pórtico 9 (vento $90^\circ$ ) para modelo da norma e combinação 1 e 2, respectivamente. ....	85
Figura 31 - Esforços cortantes nos pórticos 1, 2 e 3 (vento $0^\circ$ ) para modelo referência e combinação 1. ....	87
Figura 32 - Esforços cortantes nos pórticos 1, 2 e 3 (vento $0^\circ$ ) para modelo referência e combinação 2. ....	88
Figura 33 - Esforços cortantes no pórtico 9 (vento $90^\circ$ ) para modelo referência e combinação 1 e 2, respectivamente. ....	89

Figura 34 - Esforços cortantes nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma e combinação 1.....	90
Figura 35 - Esforços cortantes nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma e combinação 2.....	91
Figura 36 - Esforços cortantes no pórtico 9 (vento 90°) para modelo da norma e combinação 1 e 2, respectivamente.....	92
Figura 37 - Momentos fletores nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 1.....	94
Figura 38 - Momentos fletores nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 2.....	95
Figura 39 - Momentos fletores no pórtico 9 (vento 90°) para modelo referência e combinação 1 e 2, respectivamente.....	96
Figura 40 - Momentos fletores nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma e combinação 1.....	97
Figura 41 - Momentos fletores nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma e combinação 2.....	98
Figura 42 - Momentos fletores no pórtico 9 (vento 90°) para modelo da norma e combinação 1 e 2, respectivamente.....	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes para consideração da solidariedade entre as vigas e os pilares externos. ....	19
Tabela 2 - Tipos de ações. ....	27
Tabela 3 - Classificação das combinações últimas. ....	31
Tabela 4 - Combinações últimas usuais. ....	32
Tabela 5 - Classificação das combinações de serviço. ....	33
Tabela 6 - Valores de C para estruturas preenchidas. ....	43
Tabela 7 - Valores estimados de módulo de elasticidade (E) em função da resistência característica à compressão do concreto. ....	47
Tabela 8 - Resistência à compressão dos blocos de alvenaria. ....	48
Tabela 9 - Carregamento das lajes. ....	52
Tabela 10 - Carregamento sobre os pórticos analisados. ....	53
Tabela 11 - Fator topográfico. ....	55
Tabela 12 - Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ . ....	56
Tabela 13 - Categoria dos terrenos. ....	56
Tabela 14 - Classe de edificação. ....	57
Tabela 15 - Parâmetros meteorológicos para fator $S_2$ . ....	57
Tabela 16 - Ação do vento a $0^\circ$ aplicada na laje de cada pavimento. ....	60
Tabela 17 - Ação do vento a $90^\circ$ aplicada na laje de cada pavimento. ....	60
Tabela 18 - Desaprumo na direção $0^\circ$ . ....	63
Tabela 19 - Desaprumo na direção $90^\circ$ . ....	63
Tabela 20 - Dados dos pórticos analisados. ....	68
Tabela 21 - Largura das diagonais de cada modelo de cálculo. ....	68
Tabela 22 - Valores dos coeficientes $\gamma_z$ . ....	69
Tabela 23 - Deslocamentos horizontais por pavimento. ....	71
Tabela 24 - Deslocamentos horizontais por pavimento. ....	72
Tabela 25 - Deslocamentos limites de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. ....	75
Tabela 26 - Deslocamentos horizontais na direção X (vento $0^\circ$ ) para combinação de serviço. ....	77
Tabela 27 - Deslocamentos horizontais na direção Y (vento $90^\circ$ ) para combinação de serviço. ....	78
Tabela 28 - Variação dos esforços normais para os pilares de extremidade e centro, respectivamente. ....	86
Tabela 29 - Variação dos esforços cortantes para os pilares de extremidade e centro, respectivamente. ....	93
Tabela 30 - Variação dos momentos fletores para os pilares de extremidade e centro, respectivamente. ....	100

## LISTA DE GRÁFICOS.

Gráfico 1 - Valores de $\gamma_z$ para vento à 0ª e combinações últimas 1 e 2.....	70
Gráfico 2 - Valores de $\gamma_z$ para vento à 90º e combinações últimas 1 e 2. ....	70
Gráfico 3 - Deslocamentos horizontais na direção 0º para combinação 1. ....	73
Gráfico 4 - Deslocamentos horizontais na direção 0º para combinação 2. ....	73
Gráfico 5 - Deslocamentos horizontais na direção 90º para combinação 1. ....	74
Gráfico 6 - Deslocamentos horizontais na direção 90º para combinação 2. ....	74
Gráfico 7 - Deslocamentos horizontais provocados pela combinação de serviço na direção X (vento 0º).....	79
Gráfico 8 - Deslocamentos horizontais provocados pela combinação de serviço na direção Y (vento 90º).....	79

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	13
1.2.	JUSTIFICATIVA .....	14
1.3.	OBJETIVO .....	16
<b>1.3.1.</b>	<b>Objetivo geral</b> .....	<b>16</b>
<b>1.3.2.</b>	<b>Objetivos Específicos</b> .....	<b>16</b>
1.4.	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>17</b>
2.1.	ANÁLISE ESTRUTURAL .....	17
2.2.	MODELOS ESTRUTURAIS .....	18
<b>2.2.1.</b>	<b>Viga contínua</b> .....	<b>18</b>
<b>2.2.2.</b>	<b>Pórtico espacial</b> .....	<b>19</b>
<b>2.2.3.</b>	<b>Pórticos planos</b> .....	<b>20</b>
2.3.	MATERIAIS EMPREGADOS .....	21
<b>2.3.1.</b>	<b>Alvenaria</b> .....	<b>21</b>
<b>2.3.2.</b>	<b>Concreto Armado</b> .....	<b>23</b>
2.4.	ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA .....	25
<b>2.4.1.</b>	<b>Efeitos de 2ª ordem</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.2.</b>	<b>Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.3.</b>	<b>Não linearidade física dos materiais</b> .....	<b>26</b>
<b>2.4.4.</b>	<b>Parâmetros indicadores de estabilidade Global:</b> .....	<b>27</b>
2.5.	AÇÕES SOBRE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO .....	27
<b>2.5.1.</b>	<b>Ações do vento</b> .....	<b>28</b>
<b>2.5.2.</b>	<b>Considerações geométricas</b> .....	<b>29</b>
2.6.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	31
<b>2.6.1.</b>	<b>Combinações últimas</b> .....	<b>31</b>
<b>2.6.2.</b>	<b>Combinações de serviço</b> .....	<b>33</b>
2.7.	INTRODUÇÃO AO MODELO DE DIAGONAL EQUIVALENTE .....	33
<b>2.7.1.</b>	<b>Pórticos preenchidos</b> .....	<b>34</b>
2.8.	ORDEM CRONOLÓGICA DOS ESTUDOS DE PAINÉIS DE PREENCHIMENTO .....	35
2.9.	MÉTODOS DE CÁLCULO .....	40
<b>2.9.1.</b>	<b>Largura da diagonal equivalente</b> .....	<b>40</b>

<b>3.</b>	<b>Metodologia</b> .....	<b>46</b>
3.1.	INTRODUÇÃO .....	46
3.2.	PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS .....	46
<b>3.2.1.</b>	<b>Concreto</b> .....	<b>47</b>
<b>3.2.2.</b>	<b>Alvenaria de blocos cerâmicos</b> .....	<b>48</b>
3.3.	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO.....	49
3.4.	CARREGAMENTOS .....	51
<b>3.4.1.</b>	<b>Ações do vento</b> .....	<b>53</b>
<b>3.4.2.</b>	<b>Ações do desaprumo</b> .....	<b>62</b>
3.5.	COMBINAÇÃO DAS AÇÕES.....	63
<b>3.5.1.</b>	<b>Combinações últimas</b> .....	<b>64</b>
<b>3.5.2.</b>	<b>Combinações de serviço</b> .....	<b>65</b>
3.6.	MODELOS DE CÁLCULO CONSIDERADOS .....	66
<b>4.</b>	<b>Análise do resultados</b> .....	<b>69</b>
4.1.	COEFICIENTE $\gamma_z$ .....	69
4.2.	DESLOCAMENTOS LIMITES .....	75
<b>4.2.1.</b>	<b>Deslocamentos produzidos nas direções X e Y pelos seus respectivos ventos</b> 75	
4.3.	ESFORÇOS SOLICITANTES .....	79
<b>4.3.1.</b>	<b>Esforço normal</b> .....	<b>80</b>
<b>4.3.2.</b>	<b>Esforço cortante</b> .....	<b>86</b>
<b>4.3.3.</b>	<b>Momento fletor</b> .....	<b>94</b>
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>102</b>
<b>6.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>104</b>

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde os primórdios da humanidade, a engenharia é utilizada como ferramenta de auxílio nos diversos fatores necessários para a sobrevivência. Dentro da engenharia, a construção civil é a principal ferramenta. Antigamente, as construções eram utilizadas apenas como demarcadores de área, obras esbeltas como templos, pirâmides, castelos e gigantes galerias pluviais, passando, ano após ano, ter mais importância dentro das civilizações, evoluindo seus métodos e alcançando grande significância dentro do cenário mundial.

Historicamente, ter uma moradia, seja ela construída por métodos mais antigos como pedras, barro e madeiras, ou até mesmo por métodos mais recentes e usuais como concreto, *wood frame*, *steel frame*, dentre outros, garante proteção contra as intempéries e desempenha funções variadas, como isolamento acústico e térmico à proteção contra fogo, promovendo segurança e estanqueidade dos espaços.

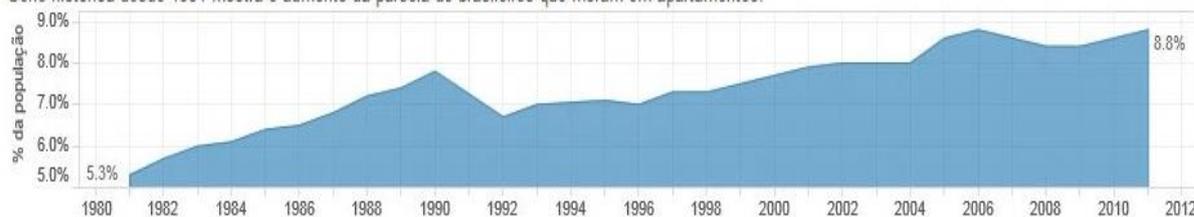
Entre todos os sistemas construtivos de construções citados acima, pode-se dizer que o concreto armado está entre os mais difundidos e utilizados mundialmente. Criado em 1849, por Joseph Monier, além de trazer todas as características citadas, traz também uma boa trabalhabilidade e uma certa agilidade em todo o processo que o abrange.

No Brasil, em grandes centros urbanos, a construção de edificações verticais tornou-se importante e essencial, devido ao crescimento da densidade demográfica e também do motivo de maximizar a utilização e ocupação dos terrenos disponíveis. De acordo com o último censo do IBGE, e demonstrado na Figura 1, o número de apartamentos cresceu 43% entre 2000 e 2010, passando de 4,3 milhões para 6,1 milhões.

Figura 1 - Crescimento da verticalização no Brasil.

#### Verticalização aumenta no país

Série histórica desde 1981 mostra o aumento da parcela de brasileiros que moram em apartamentos.



Fonte: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, IBGE (2013)

Usualmente, em edificações de concreto armado, a alvenaria não possui nenhuma função estrutural, somente de vedação, ou seja, resistem somente ao seu peso próprio. Entretanto, dependendo do tipo de fixação das mesmas com a estrutura principal, as alvenarias de vedação podem promover o enrijecimento da estrutura principal.

Apesar de vários estudos, os quais serão citados neste trabalho, demonstrarem a influência da alvenaria na rigidez global da estrutura, este importante item de uma estrutura ainda não é levado em consideração nos cálculos estruturais.

Assim, este trabalho apresenta diversas formas de consideração da alvenaria (blocos cerâmicos de vedação) no cálculo de sua influência na estrutura, sendo a presença dessa representada por diagonais equivalentes, em um pórtico de concreto armado.

## 1.2. JUSTIFICATIVA

Devido a constante atualização dos modelos construtivos, da necessidade de suprir a demanda do crescimento populacional e a fim de aproveitar o máximo espaço disponível, inúmeras edificações, cada vez mais altas e esbeltas, estão sendo planejadas e executadas.

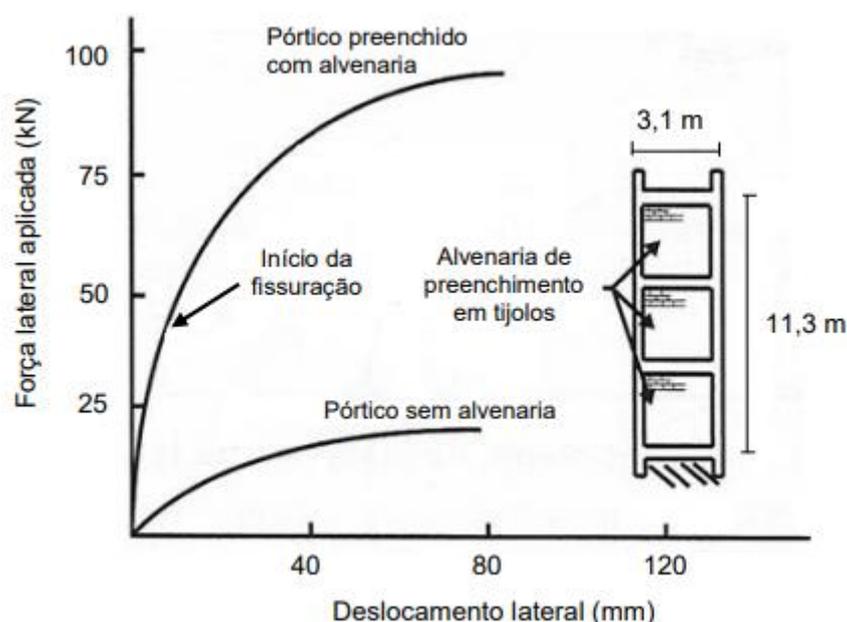
Um dos grandes desafios das construtoras e incorporadoras é conseguir executar uma obra, seja ela de pequeno ou grande porte, obtendo o menor custo possível, pois, segundo Giongo (2002), a estrutura de um edifício é responsável por cerca de 20 a 25% do custo total de uma obra. Tendo isso em mente, conceber um projeto com segurança e desempenho satisfatórios, reduzindo ao máximo o consumo de materiais e, principalmente, sem interferir no projeto arquitetônico, se torna uma tarefa árdua e difícil.

Levando em consideração a grande quantidade de arranha-céus sendo projetados no mundo, inclusive no Brasil, é muito importante levar em consideração a influência dos painéis de alvenaria.

No entanto, estruturas mais altas causam maiores ações das forças horizontais, mais precisamente da força do vento. Os deslocamentos horizontais causados por essa ação, quando comparado edificações com e sem alvenaria de preenchimento, são significativas, tendo em vista os valores limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014. Parsekian *et al.* (2013) afirmam que a existência de paredes em determinadas posições da estrutura pode aumentar significativamente a rigidez dessa parte da estrutura, alterando a distribuição de esforços.

Portanto, introduzir painéis de alvenaria como estruturas de contraventamento, na análise estrutural da edificação, pode ser uma solução para a diminuição dos deslocamentos laterais provocados pela ação do vento, como demonstrado na Figura 2.

Figura 2 - Comparação dos deslocamentos laterais entre diferentes pórticos.



Curva força-deslocamento de pórtico preenchido ou não com alvenaria (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012).

Com isso, ao analisar a estrutura, ainda em fase de projeto, considerando a utilização de painéis de alvenaria de vedação, transformando-os em diagonais equivalentes e calculando suas larguras de influência, é possível obter resultados mais favoráveis em relação a estabilidade global da estrutura.

### 1.3. OBJETIVO

#### 1.3.1. Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo analisar a contribuição da alvenaria participante no comportamento estrutural de uma edificação em concreto armado.

#### 1.3.2. Objetivos Específicos

- Analisar a contribuição da alvenaria participante na estabilidade global de pórticos planos de concreto armado, considerando as diferentes metodologias de cálculo;
- Analisar contribuição da alvenaria participante no cálculo dos deslocamentos horizontais (ELS) de pórticos planos de concreto armado;
- Analisar o efeito da contribuição da alvenaria participante na distribuição dos esforços solicitantes (momento fletor, esforço cortante e esforço normal) dos pórticos planos.

### 1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Esse trabalho está dividido em cinco partes principais:

- Introdução
- Revisão Bibliográfica
- Metodologia
- Resultados e Análises
- Conclusões

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. ANÁLISE ESTRUTURAL

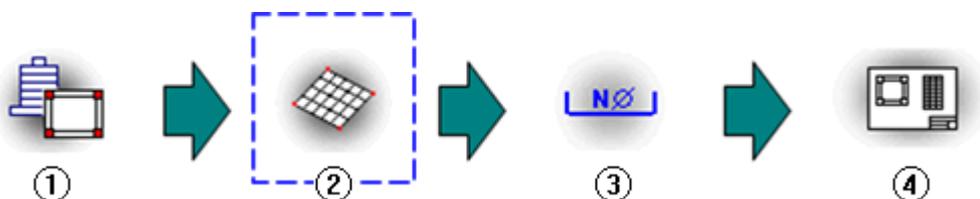
A análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe forem aplicadas, seja ações horizontais (força do vento, desaprumo e abalos sísmicos) ou ações verticais (carregamentos permanentes, sobrecargas de utilização, etc.).

Através da ABNT NBR 6118:2014, norma reguladora de projetos de estruturas de concreto, com o auxílio de outras normas, tais quais como ABNT NBR 6123:1988, ABNT NBR 15270:2017, ABNT 6120:2019 e ABNT 6122:2019, a análise estrutural é a etapa do projeto estrutural na qual é feita uma previsão do comportamento da estrutura, seguindo uma linha de formação, por meio de diversas etapas, como concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento estrutural e desenhos e plantas, conforme Figura 3.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 14.5, são permitidos cinco tipos de análises estruturais, sendo elas:

- Análise linear;
- Análise linear com redistribuição;
- Análise plástica;
- Análise não-linear;
- Análise através de modelos físicos;

Figura 3 - Etapas referentes a concepção de uma estrutura.



Fonte: TQS.

Neste trabalho será adotado o modelo de análise não-linear.

## 2.2. MODELOS ESTRUTURAIS

### 2.2.1. Viga contínua

Para análise de estruturas solicitadas por ações verticais, um dos modelos mais comuns é o de viga contínua. Os apoios das vigas contínuas são geralmente constituídos de pilares ou de outras vigas, e podem ser considerados como apoios simples, engastes, ou como apoios semi-rígidos, dependendo da rigidez e da precisão que se quer implementar ao modelo (FONTES, 2005).

Por ser um modelo simples e consistir em vigas isoladas, recebendo os carregamentos provenientes de peso próprio, lajes, alvenarias, entre outros, são representadas por barras com pontos de apoios e forças aplicadas no plano que contém o eixo de simetria. Por meio disso, é gerado os esforços predominantes, que são os momentos fletores e os esforços cortantes.

Se considerar os efeitos de retração, fluência, e de variação de temperatura, os esforços normais, que normalmente é desprezado nessa análise, podem ser importantes.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para o uso do modelo de viga contínua, deve-se observar a necessidade das seguintes correções:

- a) não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos na Tabela 1.

Tabela 1 - Coeficientes para consideração da solidariedade entre as vigas e os pilares externos.

Na viga	No tramo superior do pilar	No tramo inferior do pilar
$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$	$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$	$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Devido ao rápido desenvolvimento de programas de cálculo estrutural, o modelo de viga contínua perdeu espaço e está em desuso, devido ao seu alto grau de simplificação.

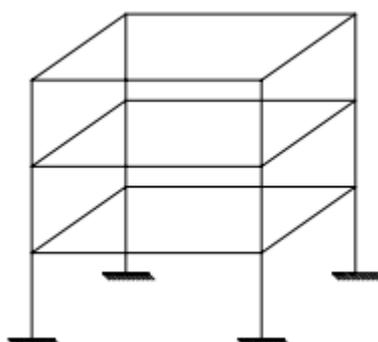
### 2.2.2. Pórtico espacial

Pórticos espaciais, exemplificado na Figura 4, é um modelo estrutural mais completo, que representa de forma mais fiel a estrutura real. São compostos por elementos lineares com ligações rígidas, semi-rígidas ou flexíveis.

Seu uso é adequado para análise de carregamentos horizontais e verticais, inclusive com assimetria. Através desse modelo, é possível obter os momentos fletores e de torção, além de esforços cortantes e normais de toda a estrutura.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, é possível reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica, exceto para elementos estruturais com protensão limitada ou completa. Também é possível, para verificação do estado limite último, considerar a rigidez à torção nula, de modo a eliminar a compatibilidade da análise.

Figura 4 - Pórtico espacial.



Fonte: Fontes (2005).

### 2.2.3. Pórticos planos

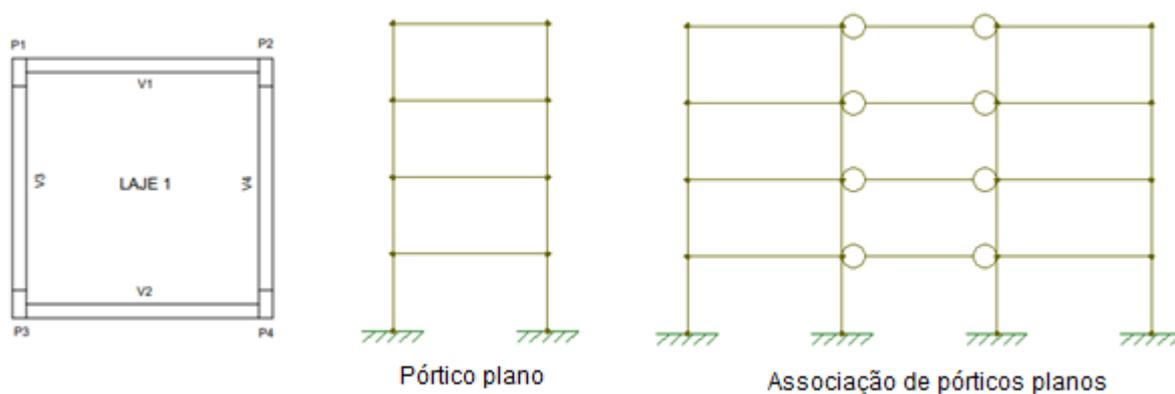
Os pórticos planos formam painéis compostos por vigas, pilares, tirantes e por elementos lineares situados em um mesmo plano (FONTES, 2005).

O modelo de pórticos planos nos transmite, de forma mais simples, os resultados dos momentos fletores, os esforços cortantes e os esforços normais, frente as ações horizontais e verticais dispostas na estrutura, levando em consideração a transmissão de esforços entre os elementos que o constituem.

É possível, por meio de associação de pórticos, representado por barras articuladas simulando o efeito de lajes, fazer um estudo e análise sobre a estabilidade global da estrutura, obtendo seus deslocamentos e esforços na estrutura.

A Figura 5 apresenta a representação de pórticos simples e associação de pórticos simples.

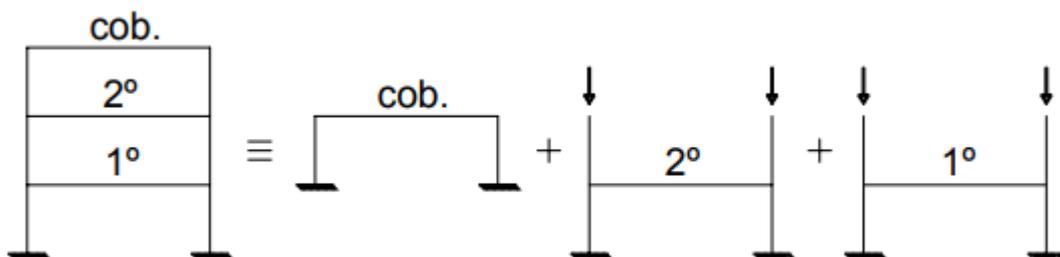
Figura 5 - Representação de pórticos planos e associação de pórticos planos.



Fonte: Autoral.

O modelo de pórticos simples, por não apresentar modelagem em 3D, é incapaz de avaliar e gerar os efeitos a torção. Para agilizar o cálculo por pórticos planos, pode-se tratar a estrutura como pavimentos isolados, demonstrado na Figura 6, obtendo os esforços das vigas e pilares a ser repassado para o pavimento inferior.

Figura 6 - Representação de pavimento isolados.



Fonte: Fontes (2005).

## 2.3. MATERIAIS EMPREGADOS

### 2.3.1. Alvenaria

A alvenaria tem sido utilizada desde que o homem começou a construir suas moradias, grandes pirâmides, castelos, monumentos. Seja de pedra, blocos de argila, ou até mesmo de madeira, algumas dessas construções desafiam o tempo e permanecem até hoje como grandes monumentos.

Atualmente, com o avanço da tecnologia e descobrimento de novos materiais, a alvenaria pode ser feita com diversos materiais, como barro, concreto, solo-cimento, cinza da casca de arroz, entre outros materiais.

Os painéis de alvenaria podem ser utilizados como elementos estruturais, sendo responsável por suportar os carregamentos previstos, dispensando a execução de vigas e pilares (alvenaria estrutural) ou podem ser utilizados como elementos de vedação, onde sua função é a de dividir e proteger das intempéries o ambiente interno.

Painéis de alvenaria, apesar de possuírem baixa resistência a tração, apresentam boa resistência a compressão e uma grande rigidez, podendo, dessa forma, serem utilizados, em conjunto com pilares e vigas, como contraventamento, aumentando a rigidez da estrutura. Além disso, a presença de alvenaria, pode alterar a distribuição de esforços, tornando importante a consideração dos efeitos que esses elementos causam.

Os painéis de alvenaria, que são rígidos e resistentes à compressão, mas relativamente pouco resistentes à tração, podem servir de membros comprimidos em combinação com as vigas e colunas resistentes à flexão e aos esforços axiais. A transferência de carga entre os painéis e a estrutura é feita a partir do comprimento efetivo

de contato que é a função da rigidez relativa entre os painéis nos seus planos e a estrutura reticulada (ALVARENGA, 2009, p. 1).

O bloco cerâmico é, sem dúvida, um dos materiais de construção mais utilizados no Brasil, aparecendo em edificações com as mais diversas finalidades, como residência, prédios baixos e altos, etc.

#### 2.3.1.1. *Propriedades da alvenaria de vedação*

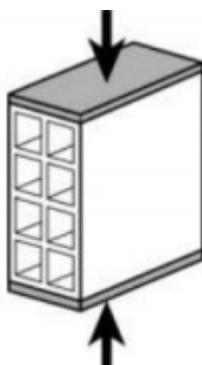
A ABNT NBR 15270:2017, dividida em 2 partes, são responsáveis pelas definições dos termos, características e propriedades mecânicas que envolve a alvenaria.

A parte 1 da norma, estabelece que as características do bloco de vedação são as características geométricas, físicas e mecânicas, enquanto a parte 2 da norma, determina os processos e ensaios necessários para obter-se as propriedades dos blocos.

As propriedades físicas e mecânicas da alvenaria são: massa seca, massa úmida e índice de absorção de água (propriedades físicas) e resistência à compressão (mecânica).

Em relação a resistência a compressão, após obtenção das medidas das faces, deve-se utilizar pastas de cimento ou argamassa com resistências superiores a dos blocos na área bruta. A carga deve ser aplicada perpendicularmente ao comprimento e na face destinada ao assentamento, conforme Figura 7.

Figura 7 - Compressão axial de bloco de vedação.



Fonte: ABNT NBR 15270-2 (2017).

Ainda de acordo com ABNT NBR 15270-1:2017, a resistência a compressão dos blocos cerâmicos de vedação deve atender aos valores mínimos de 1,5 Mpa.

### 2.3.2. Concreto Armado

Hoje em dia, apesar de ser um dos materiais mais requisitados e utilizados para execução de grandes obras e arranha céus, sua real origem se deu durante a fabricação de um barco. Embora haja outros exemplos mais antigos de associações de barras metálicas a pedras ou argamassa, como as Termas de Caracalla, sua criação e comprovação se deu durante a fabricação de um barco, em 1849, por Joseph Louis Lambot. Na exposição de Paris, em 1855, juntamente de seu barco, Lambot pediu a patente de seu “cimento armado”, porém foi negado.

Nessa exposição, Joseph Monier, observou a invenção de Lambot e aplicou sobre suas caixas de terra, pois as mesmas, em contato com a terra úmida, quebravam-se. Com o passar dos anos, Monier, com o sucesso de seus vasos de terra, passou a construir outras peças, como bacias, caixas d’água, tubos para encanamentos e até mesmo reservatórios. Em 1875, Monier construiu uma ponte de 16,5 metros de vão e 4 metros de largura, expandindo seus trabalhos para a Europa e assim sendo considerado o inventor do concreto armado.

No Brasil, pouco se sabe sobre o início da utilização do concreto armado. Algumas publicações dizem que o “cimento armado”, como era chamado na época, foi utilizado em construções habitacionais de Copacabana, pelo engenheiro Calos Poma. Devido ao sucesso deste material, após alguns anos, Pomas executou diversas obras, como prédios, fundações, muros, reservatórios, entre outras.

O concreto tem uma grande resistência à compressão, porém resiste pouco aos esforços de tração. Já o aço trabalha bem à tração, então a união desses dois materiais forma uma estrutura com muitas vantagens, como: boa resistência mecânica, ao fogo, à choques, conforme a sua constituição pode ser impermeável e é bastante durável.

#### 2.3.2.1. *Propriedades do concreto e aço de construção*

Em relação ao concreto, suas principais propriedades físicas e mecânicas são: massa específica, dilatação térmica, resistência a compressão, resistência a tração, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

A ABNT NBR 6118:2014 é a norma que especifica todos os valores das propriedades do concreto, os quais são:

- Para a massa específica, o valor adotado para cálculo, de acordo com a norma, é  $2400 \text{ kg/m}^3$  para concreto simples. Já para concreto armado, o valor é  $2500 \text{ kg/m}^3$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido como  $10^{-5}/^\circ\text{C}$ ;
- Para a resistência a compressão do concreto, deve-se realizar seu respectivo ensaio em corpo cilíndrico conforme a ABNT NBR 5738:2015 e, após 28 dias, determinar sua resistência;
- Para determinação da resistência a tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) e a resistência a tração a flexão ( $f_{ct,f}$ ), deve-se realizar ensaios conforme as normas ABNT NBR 7222:2011 e ABNT NBR 12142:2010. Na falta de ensaios para obtenção de  $f_{ct,sp}$  e  $f_{ct,f}$ , a resistência à tração direta pode ser avaliada através de equações empíricas;
- O módulo de elasticidade deve ser obtido segundo ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, utilizando o módulo de deformação tangencial inicial, obtido aos 28 dias. Se não for realizado ensaios, o valor do módulo de elasticidade pode ser determinado, conforme item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014, através de equações;
- O coeficiente de Poisson pode ser tomado igual a 0,2.

Assim como o concreto, o aço também possui suas propriedades físicas e mecânicas, tais quais: coeficiente de aderência, massa específica, dilatação térmica, módulo de elasticidade, etc.

O aço, de acordo com a ABNT NBR 7480:2007, são classificados de acordo com o valor característico da resistência de escoamento, sendo assim, divididos em CA-25 (resistência de 250 Mpa), CA-50 (resistência de 500 Mpa) e CA-60 (resistência de 600 Mpa). Os valores das propriedades do aço são:

- Para o coeficiente de aderência, o valor é relacionado ao tipo de superfície. Para superfície lisa, seu valor é de 1,00, para superfície entalhada, o valor é de 1,40 e para superfície nervurada, seu coeficiente é 2,25;
- De acordo com o item 8.3.3, da ABNT NBR 6118:2014, a massa específica do aço pode ser adotada como  $7850 \text{ kg/m}^3$ ;
- Entre temperaturas de  $-20^\circ\text{C}$  e  $150^\circ\text{C}$ , o item 8.3.5 da ABNT NBR 6118:2014, adota como  $10^{-5}/^\circ\text{C}$  o valor de coeficiente de dilatação térmica;

- O módulo de elasticidade, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, pode ser adotado como 210 GPa.

## 2.4. ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

O estudo da estabilidade global das estruturas tem ganhado posição de relevada importância, tendo em vista que dia após dia, a elaboração de estruturas cada vez mais altas e esbeltas estão sendo projetadas e executadas, buscando desempenhos elevados juntamente a baixos consumos de materiais e execução rápida.

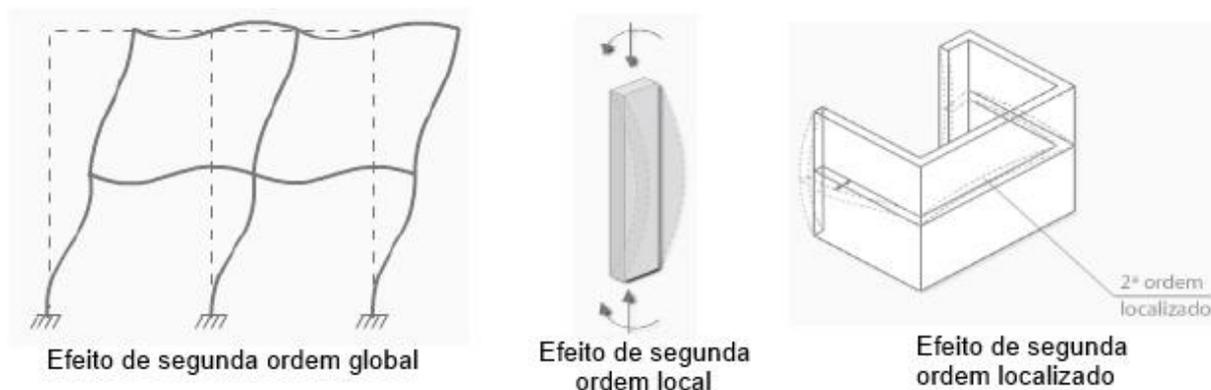
### 2.4.1. Efeitos de 2ª ordem

A ABNT NBR 6118:2014, descreve que efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem, quando o estudo do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

Os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados sempre que não apresentarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura, sempre considerando o comportamento não linear dos materiais.

São divididos em efeitos de segunda ordem globais, efeitos de segunda ordem locais e efeitos de segunda ordem localizados, conforme Figura 8.

Figura 8 - Divisão dos efeitos de 2ª ordem.



Fonte: AltoQi.

### 2.4.2. Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis podem ser caracterizadas da seguinte maneira:

- Estruturas de nós móveis são aquelas que possuem  $\gamma_z > 1,10$ , ou seja, são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são tão pequenos, e, em decorrência disso, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes. Deve ser considerado os efeitos globais, locais e localizados.
- Estruturas de nós fixos são aquelas que possuem  $\gamma_z < 1,10$ , ou seja, os deslocamentos dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis. Pode ser considerado somente os efeitos locais e localizados.

### 2.4.3. Não linearidade física dos materiais

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, durante a análise estrutural, deve ser obrigatório a consideração dos efeitos da não linearidade física dos materiais.

A não linearidade física está relacionado ao comportamento do material. O concreto, por ser um material não linear, os efeitos causados pela fluência, retração e fissuração afetam o valor final do módulo de elasticidade.

Para a obtenção do valor de rigidez  $EI$ , pode ser utilizado equações simplificadas. O item 15.7.3, da ABNT NBR 6118:2014, demonstra os seguintes valores de rigidez:

$$\text{Para lajes: } (EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.1)$$

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (1.2)$$

Para vigas:

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

$$\text{Para pilares: } (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.4)$$

Onde:

$I_c$  = Momento de inércia da seção bruta de concreto;

$A'_s$  = Armadura de compressão, no caso das vigas com armadura dupla;

$A_s$  = Armadura de tração;

$E_c$  = Módulo de deformação secante do concreto.

#### 2.4.4. Parâmetros indicadores de estabilidade Global:

##### 2.4.4.1. Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$ , segundo ABNT NBR 6118:2014, é válido para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. Em uma análise de primeira ordem, ele pode ser determinado, para cada caso de carregamento, como os valores de rigidezes citados anteriormente.

O valor de  $\gamma_z$  para cada combinação pode ser obtido através da equação 2.5.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.5)$$

Onde:

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

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

A ABNT NBR 6118:2014 limita o valor de  $\gamma_z$  até 1,30. Alguns autores, nos dias de hoje, consideram esse valor alto e já admitem limitar esse valor a 1,25.

## 2.5. AÇÕES SOBRE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura. As ações atuantes na edificação são classificadas como permanentes, ações variáveis e ações excepcionais e estão explicados no Tabela 2.

Tabela 2 - Tipos de ações

<b>Tipos de ações</b>	
<b>Ações permanentes</b>	São as que ocorrem com valores constantes durante toda a vida da estrutura. São consideradas também as ações que aumentam com o passar do tempo, tendendo a um limite constante. Devem ser considerados os valores mais desfavoráveis, para segurança da estrutura.
<b>Ações variáveis</b>	É dividido em ações variáveis diretas e indiretas. Ações diretas são as constituídas pelas cargas acidentais previstas para edificação, pela ação do vento e da água. Ações indiretas são causadas pelas variações de temperatura, sendo causada pela variação uniforme e não uniforme.
<b>Ações excepcionais</b>	São ações cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014.

### 2.5.1. Ações do vento

O vento, entre tantas definições, pode ser explicado como o movimento das massas de ar decorrentes das diferenças de pressão na atmosfera e, por isso, pode exercer diferentes formas de pressão em uma construção, de forma intermitente, continua ou repentina, resultando em efeitos indesejáveis.

Inicialmente, o vento era tratado apenas como um acréscimo no componente estático da ação sobre a estrutura e, após gradativas evoluções, começou a ser avaliado dinamicamente, com o estudo em túneis de ventos e a evolução da tecnologia (DAVENPORT, 2002).

A forma de ser considerada na estrutura e a maneira de calcular seus coeficientes e valores estão descritos na ABNT NBR 6123:1988.

A velocidade do vento a ser considerada no projeto depende de fatores como rugosidade do terreno, local da edificação, geometria e altura da estrutura e seu tipo de ocupação. De acordo com a norma, a velocidade é dada por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.6)$$

Onde:

$V_0$  = é a máxima velocidade média de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano, de acordo com ABNT NBR 6123:1988;

$S_1$  = Fator topográfico;

$S_2$  = Fator de rugosidade do terreno;

$S_3$  = Fator estático;

Com a velocidade característica, é possível determinar a pressão dinâmica, conforme a Equação 2.7:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2.7)$$

$q$  = pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

$V_k$  = Velocidade característica em m/s;

A força de arrasto, componente da força global na direção do vento, é obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (2.8)$$

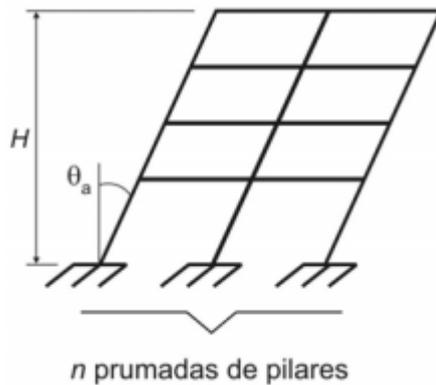
Onde:

$C_a$  = Coeficiente de arrasto; obtido através da relação entre as dimensões horizontais e verticais da estrutura, pela figura 4 da ABNT NBR 6123:1988 – para edificações paralelepípedicas;

$A$  = área de influência;

### **2.5.2. Considerações geométricas**

De acordo com o item 11.3.3.4, da ABNT NBR 6118:2014, na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, deve-se considerar as imperfeições geométricas, dividindo-se em imperfeições globais e locais. Nesse trabalho irei apresentar apenas as imperfeições globais.



$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (2.9)$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (2.10)$$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Onde:

$\theta_{1,min} = 1/300$  para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

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

H = altura total da estrutura em metros;

n = número de prumadas de pilares;

Para o cálculo da força equivalente de desaprumo por pavimento, é necessário a determinação da carga total do andar ( $W_i$ ) e utilizar a Equação 2.11.

$$F_{eq,i} = \theta_a \cdot W_i \quad (2.11)$$

Após calculada a força de desaprumo, é feita uma comparação entre o somatório dos momentos totais na base da edificação em cada direção ( $0^\circ$  e  $90^\circ$ ) e com o somatório total na base da edificação para o desaprumo:

$$M_t = \sum_{i=1}^n Z_i \cdot F_{eq,i} \quad (2.12)$$

Onde:

$Z_i$  = altura do pavimento analisado em metros;

A ABNT NBR 6118:2014 permite a desconsideração do desaprumo caso 30% do somatório total dos momentos na base da estrutura do vento for maior que o mesmo somatório do desaprumo. Caso 30% da ação do vento não for maior, deve-se considerar a combinação de ações entre o vento e o desaprumo.

## 2.6. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A ABNT NBR 6118:2014 determina que, durante um tempo preestabelecido, a combinação de ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura são denominadas carregamento.

A combinação de ações deve ser realizada de maneiras que os efeitos se tornem os mais desfavoráveis possíveis para a estrutura. Para a análise dos efeitos na estrutura, as combinações devem ser feitas através das combinações últimas e das combinações de serviço.

### 2.6.1. Combinações últimas

Pode ser classificada em combinação últimas normal, especial ou de construção e excepcional. Estas classificações estão descritas na Tabela 3.

Quadro 2 - Classificação das combinações últimas.

<b>Classificação das combinações últimas</b>	
Combinações últimas normais	Devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável principal com seus respectivos valores característicos. As demais ações, classificadas como secundárias, devem aparecer com seus valores reduzidos de combinação.
Combinações últimas especiais ou de construção	Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, caso exista, com seus valores característicos. As demais ações variáveis, podendo ocorrer simultaneamente, com seus valores reduzidos de combinação.
Combinações últimas excepcionais	Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos. Demais ações variáveis com seus valores reduzidos de combinação. Nesse caso se enquadram sismos, incêndio e colapso progressivo.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Na Tabela 4, serão apresentadas as combinações últimas usuais.

Tabela 3 - Combinações últimas usuais.

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>1)</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{cg} F_{cgk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{cq} \psi_{0c} F_{cqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{kmax}$ e $P_{kmin}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$ , onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>2)</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{cg} F_{cgk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{cq} \psi_{0c} F_{cqk}$	
Excepcionais <sup>2)</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{cg} F_{cgk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{cq} \psi_{0c} F_{cqk}$	

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 – Tabela 11.3

Onde:

$\gamma_g$  = Coeficiente de ponderação as ações permanentes;

$F_{Gi,k}$  = Valor característico de cada ação permanente;

$\gamma_{Gi}$  = Coeficiente de ponderação de cada ação permanente (consideradas separadas);

$\gamma_q$  = Coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$\gamma_{q1}$  = Coeficiente de ponderação da ação variável principal, quando as ações variáveis são consideradas separadas;

$\gamma_{qj}$  = Coeficiente de ponderação das demais ações variáveis, quando as ações variáveis são consideradas separadas;

$F_{Q1,k}$  = Valor característico da ação variável principal;

$\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$  = Valor reduzido de cada uma das demais ações variáveis;

$\psi_{0j}$  = Fator de combinação das demais ações variáveis que podem agir juntamente com a ação principal FQ1;

$F_{Qj,k}$  = Valor característico das demais ações variáveis.

## 2.6.2. Combinações de serviço

A ABNT NBR 6118:2014 classifica, de acordo com sua permanência na estrutura, em três tipos de combinações, são elas: quase permanente, frequentes e raras. Suas descrições estão na Tabela 5.

Tabela 4 - Classificação das combinações de serviço.

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_2 F_{qik}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qik}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qik}$
Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; $F_{q1k}$ é o valor característico das ações variáveis principais diretas; $\psi_1$ é o fator de redução de combinação frequente para ELS; $\psi_2$ é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 – Tabela 11.4.

## 2.7. INTRODUÇÃO AO MODELO DE DIAGONAL EQUIVALENTE

De acordo com Alvarenga (2002), um fato que contribuiu para o início e desenvolvimento do estudo da influência da alvenaria em pórticos submetidos a ações de forças laterais aconteceu no edifício Empire State, finalizado em 1931, em Nova York. Durante uma tempestade, com fortes rajadas de vento de até 145 km/h, foi observado, no edifício de 102 andares, que entre os pavimentos 29 e 42, fissuras em diagonais foram surgindo em diversos painéis de alvenaria. Foi registrado também o descolamento entre o painel de alvenaria e o pórtico de aço. Não foram registradas deformações no pórtico pelos extensômetros antes do início das fissuras nos painéis, apesar da presença dos fortes ventos, devido à alta rigidez dos painéis de alvenaria, evitando distorções no pórtico.

Após este evento, durante as últimas décadas, em todo o mundo, foram surgindo pesquisadores e autores, entre eles Whitney, Polyakov, Holmes, Smith,

Riddington e outros, dispostos a estudar e entender sobre os pórticos preenchidos de alvenaria.

### 2.7.1. Pórticos preenchidos

Pórtico preenchido é o nome que se dá ao pórtico, seja ele de concreto armado ou de aço, onde no seu interior possui um painel, que desempenha o papel de contraventamento da estrutura. Os efeitos benéficos da associação de pórticos com painéis de alvenaria têm sido relatados por diversos autores e pesquisadores em todo o mundo nessas últimas décadas, como, por exemplo, Polyakov (1956), Holmes (1961), Smith (1962, 1966), Braguim (1989), entre outros.

Todos os pesquisadores têm sido unânimes quanto ao benefício da associação dos pórticos com painéis de preenchimento. Todas as pesquisas indicam um acréscimo de resistência mecânica e rigidez na estrutura, aliado com a diminuição das deformações e deslocamentos nos pórticos preenchidos.

Os pórticos, seja de aço ou de concreto armado, preenchidos com blocos de alvenaria para vedação, são projetados para receberem e absorverem o carregamento vertical, devido à falta de consideração entre a interação que há entre o painel e o pórtico, quando submetidos a ações horizontais, provenientes de ventos ou até mesmo de sismos.

Os painéis de alvenaria, que são rígidos e resistentes à compressão, mas relativamente pouco resistentes à tração, podem servir de membros comprimidos em combinação com as vigas e colunas resistentes à flexão e aos esforços axiais. A transferência de carga entre os painéis e a estrutura é feita a partir do comprimento efetivo de contato que é a função da rigidez relativa entre os painéis nos seus planos e a estrutura reticulada (ALVARENGA, 2009, p. 1).

Quando submetidos a ações horizontais, os pórticos preenchidos apresentam 3 estágios de comportamento (POLYAKOV, 1960 apud SILVA, 2014), descritos a seguir e mostrados na Figura 9.

- 1º estágio: apresenta-se de forma uniforme, ou seja, o pórtico e o painel de preenchimento resistem juntamente as forças horizontais.

- 2º estágio: ocorre com o aumento da carga horizontal e o aparecimento de fissuras nos cantos da diagonal tracionada e nas juntas de argamassa ao longo da diagonal comprimida.
- 3º estágio: neste estágio, mais fissuras surgem à medida que as cargas horizontais aumentam até o ponto em que o conjunto pórtico-painel perde sua capacidade resistente, devido ao esmagamento dos cantos.

Figura 9 - Estágios segundo Polyakov.



Fonte: POLYAKOV, 1960.

## 2.8. ORDEM CRONOLÓGICA DOS ESTUDOS DE PAINÉIS DE PREENCHIMENTO

Conforme Rigão (2019), após o evento na cidade de Nova York, diversos pesquisadores, ano após ano, decidiram estudar e entender a respeito dos pórticos preenchidos de alvenaria. Em ordem cronológica, destacam-se:

- Whitney *et al.* (1955) realizaram testes em pórticos de concreto armado de um pavimento preenchidos com um tramo de painéis de concreto armado alternados com painéis de alvenaria, frente a esforços proporcionados por explosões atômicas.
- Polyakov (1956) através de ensaios em modelos reduzidos de pórticos preenchidos com alvenaria submetidos a cargas elevadas, foi analisado a resistência a tração e ao cisalhamento da alvenaria utilizada como fechamento, introduzindo assim o conceito de barra diagonal equivalente.

Após os estudos, propôs o conceito de barra diagonal equivalente. Para determinar a resistência de pórticos com preenchimentos, foram realizados 65 ensaios em escala maior. Trinta e dois ensaios foram

realizados em pórticos quadrados de 1200 mm e os demais, em pórticos retangulares com comprimento e altura de 3000 mm e 2000 mm, respectivamente. Foram investigados efeitos como: tipos de blocos, traços da argamassa, métodos de aplicação de cargas (monotônico ou cíclico) e painéis com aberturas. Para avaliação deste último efeito, foram utilizados oito protótipos. (ALVARENGA, 2002, p. 14).

- Benjamin e Williams (1957,1958) e Wood (1958) analisaram os resultados experimentais de Whitney et. al. (1955) e outros, constataram a diminuição dos deslocamentos horizontais dos pórticos e foram unânimes em afirmar a respeito do aumento da rigidez dos pórticos proporcionados pela presença dos painéis de alvenaria.
- Holmes (1961) desenvolveu o conceito introduzido por Polyakov (1956), considerando uma diagonal com espessura e módulo de deformação iguais ao do painel. Através de testes experimentais, obteve uma média de 90% de precisão para os valores de cargas de colapso. Concluiu também que, dependendo do tipo de materiais responsável pelo fechamento dos painéis, o aumento da rigidez da estrutura varia de entre 75% a 400%.
- Smith (1962, 1966) propõe um modelo de cálculo da diagonal equivalente considerando uma relação entre o comprimento de contato entre o painel e o pórtico, assim como um parâmetro de rigidez relativa. Concluiu que os resultados obtidos por Holmes (1961) não correspondiam aos resultados experimentais e que o material da barra deve ser o mesmo material do painel.
- Mainstone (1979) realizou ensaios em pórticos preenchidos com blocos e microconcreto e verificou que fatores como a folga inicial entre pórtico e painel pode resultar em uma grande variação no conjunto. Por fim, acabou adotando o conceito de diagonal equivalente, embora achasse que o conceito só se aplicava a ações inferiores àquelas correspondentes ao surgimento das primeiras fissuras.
- Smith e Riddington (1977, 1978) avançaram nas pesquisas graças a utilização de modelos computacionais através do método dos elementos finitos. Levando em conta o atrito na interface pórtico-painel, simulação de fendas na mesma e a não linearidade geométrica do conjunto, pôde ser observado que existem 3 modos de ruptura: por tração na diagonal, por cisalhamento e por compressão nos cantos do painel.

- Wood (1978) adotou outro modelo, aplicando uma variável empírica para reduzir a resistência do painel de preenchimento.
- Utku (1980) alterou um pouco a metodologia, e, através de um programa de elementos finitos, estudou a respeito de paredes com aberturas de portas e janelas sob o efeito de cargas horizontais e verticais. Considerando a parede como um material isotrópico e elástico, concluiu que as cargas e tensões variam de acordo com o posicionamento dela na alvenaria, e, com isso, definiu fatores de majoração das tensões principais.
- Em 1989, surgiu o primeiro estudo brasileiro a respeito de porticos preenchidos, de acordo com Madia (2012). Braguim (1989) realizou uma série de experimentos (no total 12 pórticos, sendo 6 com ligações viga-pilar articuladas e 6 com ligações semi-rígidas) caracterizando as ligações semi-rígidas de pórticos de aço, verificando a influência das ligações no comportamento de pórticos preenchidos. Posteriormente, em 1993, Braguim analisa pórticos de 4 pavimentos utilizando o método da diagonal equivalente, e concluindo que a consideração de diagonais aumenta a rigidez da estrutura, “independentemente do tipo de ligação considerada”.
- Dhanasekar e Page (1986) e Liauw e Lo (1990) considerando a alvenaria como material homogêneo, analisaram pórticos preenchidos usando modelos ortotrópicos não lineares ou modelos de fissuração.
- Saneinejad e Hobbs (1995) utilizaram um método levando em conta o comportamento elástico e plástico dos materiais de preenchimento e seus limites de ductilidade, seja ele de concreto ou alvenaria, em pórticos de aço, através da análise não linear de elementos finitos. Apresentaram resultados precisos e, além disso, com esse método foi possível prever o comportamento de quadros com ligações articuladas e semirrígidas.
- Mehrabi e Shing (1997) por meio do método dos elementos finitos, foram feitos estudos para criar um método de modelagem com juntas de argamassa e interfaces cimentícias. Conseguiram reproduzir os efeitos da estrutura, exibindo a ruptura dos painéis confinados nos pórticos e o deslizamento das juntas de argamassa. Os autores publicaram que as forças horizontais obtidas no modelo estão de acordo com as obtidas nos ensaios e que a melhoria da rigidez é substancial, com o aumento de até 60 vezes a de um pórtico vazio.

- Fonseca (1999) realizou ensaios em escala real, com um vão e um pavimento, de pórticos de aço preenchidos com alvenaria, submetidos a ações horizontais. O protótipo foi analisado numericamente utilizando um modelo constitutivo que simula o comportamento não-linear da alvenaria. Após os ensaios, o autor concluiu que a alvenaria tem um grande impacto na rigidez do pórtico preenchido.
- Moreira (2002) estudou o impacto de outros fatores, como perturbações estáticas, tráfego de veículos pesados, execução de estacas vizinhas, explosões subterrâneas, ações do vento, entre outras, em estruturas de concreto armado. Foi considerado painéis de contraventamentos e modelos bi e tridimensionais em seus experimentos. Concluiu que as paredes exercem uma maior influência na rigidez global do conjunto em estruturas com menor inércia. Para o cálculo da diagonal, sugeriu a combinação das propriedades físicas e geométricas do painel com o módulo de elasticidade que o envolve.
- Alvarenga (2002), dando continuidade ao trabalho de Fonseca (1999), através de ensaios em escala real de pórticos de aço preenchidos com painéis de blocos celular autoclavados, submetidos a ações horizontais, e uma série de macromodelagens com diferentes relações de altura/comprimento, Alvarenga, além de comprovar a eficiência de se utilizar a alvenaria como elemento de enrijecimento de estruturas metálicas, também concluiu que:
  - a) O traço 1:3:7,5 de cimento, cal e areia não obteve um bom resultado quando submetido a ações horizontais, enquanto a argamassa industrializada apresentou um bom desempenho.
  - b) Os ferros-cabelo utilizados não demonstraram resultados satisfatórios em relação ao impedimento do descolamento, como também não agregaram para a resistência ou rigidez do conjunto.
  - c) A estrutura com aberturas apresentou perda da rigidez e resistência quando comparadas com estruturas sem aberturas.
  - d) O comportamento do painel foi observado como biela e concentração de tensões nos cantos das aberturas.
  - e) Surgiram tensões máximas de tração nos 2 cantos opostos na direção da diagonal comprimida.
  - f) Tensões de tração apresentaram valores elevados para baixas cargas aplicadas.

- Santos (2007) utilizou o método dos elementos finitos para modelar um edifício de 32 pavimentos em concreto armado, com e sem a presença de painéis de alvenaria, representados por diagonais equivalentes, para estudar seus efeitos no comportamento estrutural do edifício. Seu objetivo também era analisar as reações de apoio na base da estrutura e os deslocamentos no topo do edifício, para os dois modelos. A autora concluiu que, para a estrutura modelada com barras equivalentes, houve um aumento na rigidez, redução no deslocamento no topo do edifício e uma redistribuição de esforços, aumentando a carga nos pilares das extremidades e aliviando sobre os pilares centrais.
- Tanaka (2011) realizou estudos sobre um edifício em concreto armado de 27 pavimentos, modelado pelo MEF, visando analisar a influência dos painéis de alvenaria na estabilidade global da estrutura. Diante disso, utilizou 3 modelos de análise, que são: pórticos sem alvenaria, pórticos com alvenaria e pórticos com alvenaria dotada de aberturas. Tanaka explica que os esforços são transmitidos por meio das diagonais equivalentes, alterando assim o comportamento estrutural do edifício. A autora concluiu que, além do painel ser considerado uma barra biarticulada equivalente, comprovou que estruturas com painéis, seja elas dotadas de aberturas ou não, contribuem com uma maior rigidez a estrutura.
- Madia (2012) modelou uma estrutura de 22 pavimentos, utilizando 3 modelos de análise: pórtico sem diagonal equivalente, pórtico com seções de pilares reduzidas e com diagonal equivalente e pórticos com seções de pilares reduzidas e sem diagonal equivalente. Nesse estudo foram verificados diversos pontos relacionados a interação entre os elementos da estrutura, tais quais como ligação entre pórtico-painel, relação comprimento/largura, encunhamento e existência de aberturas. Através dos resultados obtidos, a autora comprovou o aumento da rigidez, mesmo com a redução das seções, e afirmou que projetistas relutam em utilizar painéis de contraventamento como elementos resistentes, pela falta de uma teoria universal.
- Silva (2014) realizou simulações numéricas de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria através do MEF e pelo modelo de diagonal equivalente. Dentro desses estudos, avaliou a influência de aspectos como a posição e dimensão de aberturas nos painéis, comprimento do vão, propriedades da alvenaria, entre outros. A autora concluiu que a presença de

aberturas no lado da aplicação da força horizontal (no canto superior comprimido) resulta em deslocamento maior do que quando a abertura está posicionada no lado oposto. Também afirmou que quanto maior a rigidez do pilar, maiores são as solicitações impostas às alvenarias.

## 2.9. MÉTODOS DE CÁLCULO

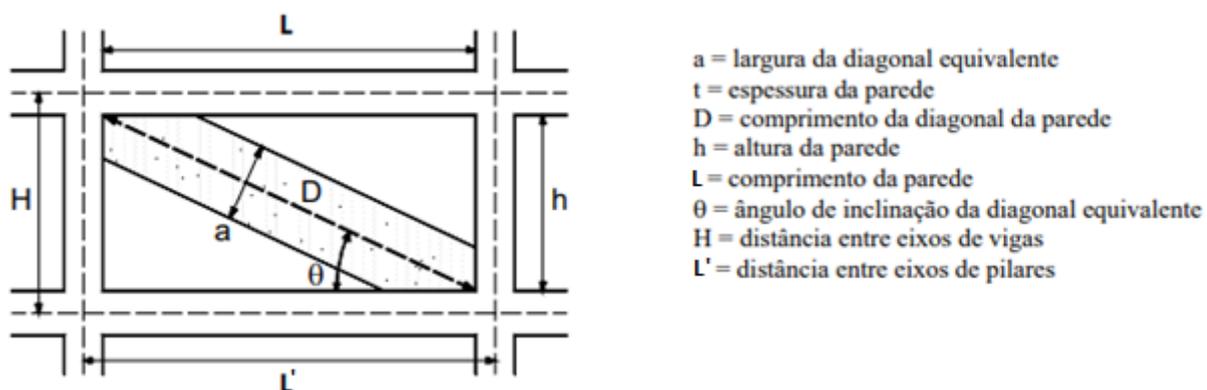
Através das propostas dos autores Polyakov (1956) e Holmes (1961), diversos autores se manifestaram e sugeriram, por meio de suas análises e propostas, que os painéis de alvenaria fossem modelados, no estudo preliminar da estrutura, por barras diagonais, as quais suas larguras, calculadas diferentemente por cada autor, iriam auxiliar no dimensionamento dos elementos da edificação.

O conceito da barra diagonal equivalente foi introduzido por POLYAKOV (1956) e desenvolvido por HOLMES (1961) e, posteriormente, refinado por STAFFORD-SMITH (1962, 1966, 1967a, 1967b) e STAFFORD-SMITH e CARTER (1969), MAINSTONE (1971) e LIAUW e LEE (1977) (ALVARENGA, 2002, p. 16).

### 2.9.1. Largura da diagonal equivalente

A figura 10 apresenta algumas das variáveis necessárias para apresentar os métodos propostos pelos autores.

Figura 10 - Demonstração da diagonal e algumas siglas das variáveis utilizadas pelos autores.



Fonte: IBRACON 2013.

Holmes (1961, 1963 apud MORAES, 2013, p.6) considera que a largura da diagonal seja considerada igual a um terço do seu comprimento de diagonal, com espessura e características iguais às dos painéis.

$$W = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{h^2 + L^2} \quad (2.13)$$

Smith (1962 apud MORAES, 2013, p.5) observou que, para resultar na largura da diagonal, era necessário considerar os comprimentos de contato entre pilar-painel e viga-painel, assim como as características físicas dos materiais, parâmetro de rigidez relativa e dimensões das peças de sustentação da estrutura.

$$W = \sqrt{\alpha h^2 + \alpha L^2} \quad (3.14)$$

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \quad (2.15)$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \quad (2.16)$$

$$\lambda_h \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{painel} \cdot t \cdot \sin \theta}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}} \quad (2.17)$$

$$\lambda_L \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{painel} \cdot t \cdot \sin \theta}{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L}} \quad (2.18)$$

Onde:

$\alpha_h$  = Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

$\alpha_L$  = Comprimento de contato entre o painel e a viga;

$L'$  = Comprimento entre eixos dos pilares;

$\lambda_L$  = Parâmetro de rigidez relativa;

$E_p$  = Módulo de elasticidade do pórtico;

$E_{painel}$  = Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

$I_p$  = Momento de inércia do pilar;

$I_v$  = Momento de inércia da viga;

$t$  = Espessura do painel;

$\theta$  =  $\arctan(h/L)$  = Inclinação da biela em graus;

Mainstone (1971 apud MORAES, 2013, p.6) desenvolveu um modelo que permite considerar a contribuição da alvenaria de acordo com o material pelo qual o painel é feito.

$$W' = \sqrt{h^2 + L^2} \quad (2.19)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (2.20)$$

$$W_{ek} = 0,175 \cdot (\lambda \cdot H)^{-0,4} \cdot W' \quad (2.21)$$

Onde:

$W_{ek}$  = Rigidez do conjunto;

$W'$  = Comprimento da diagonal;

A norma canadense, CSA S304 (apud MORAES, 2013, p.7), assim como Smith (1962), define que a largura da diagonal equivalente ( $W$ ) seja em função dos comprimentos de contato viga-painel ( $\alpha_L$ ) e pilar-painel ( $\alpha_H$ ). Esta norma se baseia na mesma expressão encontrada por Hendry (1981) (descrito abaixo), porém reescrita de outra maneira, e seu resultado final será a metade do valor definido por Smith.

A norma ainda recomenda que a largura da diagonal equivalente não exceda o valor superior definido por Paulay e Priestley (1992), ou seja,  $\frac{1}{4}$  do comprimento da diagonal, para a análise da capacidade à compressão.

$$W = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\alpha_L^2 + \alpha_H^2} \quad (2.22)$$

$$\alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L}{E_{\text{painel}} \cdot t \cdot \sin 2\theta}} \quad (2.23)$$

$$\alpha_H = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot h}{E_{\text{painel}} \cdot t \cdot \sin 2\theta}} \quad (2.24)$$

Semelhantemente à equação proposta por Holmes (1961), a norma da Nova Zelândia (NZS 4230-1:1990) sugere a largura da diagonal como sendo igual a  $\frac{1}{4}$  de seu comprimento.

$$W = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{h^2 + L^2} \quad (2.25)$$

A versão publicada em 2011 da norma americana, ACI 530:2011 (apud MORAES, 2013, p.7), inclui procedimentos de cálculos que se baseiam nas análises feitas por Flanagan e Bennett através de seus experimentos (2001, apud MADIA, 2012), permitindo a consideração de associação de pórticos com painéis de preenchimento.

Para este método, leva-se em consideração também uma constante empírica C, a qual varia de acordo com o deslocamento da alvenaria no pórtico, demonstrado na tabela 6.

Tabela 5 - Valores de C para estruturas preenchidas.

Deslocamento (mm)	Pórtico metálico preenchido com bloco cerâmico	Pórtico metálico preenchido com bloco de concreto	Pórtico de concreto preenchido com bloco de concreto	Demais tipos de estruturas	Danos típicos no painel
0-4	7	5	4	5	Nenhum
4-12	11	9	11	10	Fissuração na argamassa em diagonal
12-18	14	12	—	13	Esmagamento e fissuras na argamassa
18-25	18	17	—	17	Fissuração dos blocos (principalmente nos cantos)

Fonte: Flanagan; Bennett, 2001.

As equações para determinar a largura da diagonal, após adotar um valor fixo para a constante C, são:

$$W_{inf} = \frac{0,30}{\lambda_{strut} \cdot \cos \theta_{strut}} \quad (2.26)$$

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_{painel} \cdot t \cdot \sin 2\theta_{strut}}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (2.27)$$

Onde:

$\lambda_{strut}$  = Parâmetro de rigidez relativa;

$\theta_{strut}$  = Ângulo da diagonal equivalente com a horizontal, em graus;

$W_{inf}$  = Largura da diagonal equivalente;

Moreira (2002) definiu a expressão que determina a área da seção transversal da diagonal equivalente, onde relaciona as propriedades físicas e geométricas e o módulo de elasticidade do painel. Desse modo é possível obter a largura da diagonal  $W$  dividindo-se a área pela espessura.

$$G = \frac{E_{\text{painel}}}{2 \cdot (1 + \nu_{alv})} \quad (2.28)$$

$$K_{diag} = G \cdot \frac{L \cdot t}{h} \quad (2.29)$$

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{\text{painel}}} \cdot \frac{W'}{\cos^2(\theta - \frac{\sin \theta}{W' + \cos \theta})} \quad (2.30)$$

$$W = \frac{A}{t} \quad (2.31)$$

Onde:

$A$  = Área da seção transversal da diagonal equivalente;

$K_{diag}$  = Rigidez da diagonal;

$G$  = Módulo de elasticidade transversal do painel de alvenaria;

$\nu_{alv}$  = Coeficiente de Poisson da alvenaria;

Hendry (1981) propôs por meio de estudos analíticos e experimentais de Kadir (1974), uma relação semi-empírica para a largura da diagonal equivalente como a metade da largura definida por Smith (1962), obtendo o mesmo valor que o método da Norma Canadense (CSA S304:2014) e ABNT NBR 16868-1:2020.

$$W = \frac{\sqrt{\alpha h^2 + \alpha L^2}}{2} \quad (2.32)$$

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \quad (2.33)$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \quad (2.34)$$

$$\lambda_h \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{p\text{ainel}} \cdot t \cdot \sin \theta}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_L \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{p\text{ainel}} \cdot t \cdot \sin \theta}{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L}} \quad (2.36)$$

A ABNT NBR 16868-1:2020, denominada Alvenaria Participante, recomenda a mesma expressão utilizada pela norma Canadense (CSA S304), a qual é resultante da expressão utilizada por Hendry, tendo também como limite superior o valor proposto por Paulay e Priestley (1992). A largura efetiva da diagonal equivalente ( $W_{ef}$ ), para o cálculo a resistência a compressão, deve ser tomada como  $w/2$ .

$$\alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L}{E_{p\text{ainel}} \cdot t \cdot \sin 2\theta}} \quad (2.37)$$

$$\alpha_H = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot h}{E_{p\text{ainel}} \cdot t \cdot \sin 2\theta}} \quad (2.38)$$

$$W = \sqrt{\alpha_L^2 + \alpha_H^2} \quad (2.39)$$

$$W_{ef} = \frac{1}{2} \cdot W \quad (2.40)$$

### **3. METODOLOGIA**

#### **3.1. INTRODUÇÃO**

Para conceber os resultados propostos neste trabalho foi analisado um edifício hipotético em concreto armado, localizado na cidade de Santa Maria – RS. A modelagem da estrutura, foi realizada considerando pórticos planos, através do programa Ftool (Two-dimensional Frame Analysis Tool) para obtenção dos esforços e deslocamentos.

No intuito de avaliar o efeito da presença da alvenaria participante nos pórticos de concreto armado da edificação foram avaliados 9 modelos de cálculo, a saber:

- Holmes (1961);
- Smith (1962);
- Mainstone (1971);
- Hendry (1981);
- NZS 4230-1:1990;
- Moreira (2002);
- ACI 530:2011;
- CSA S304 (2014);
- ABNT NBR 16868-1:2020.

Esses métodos se diferenciam no cálculo da largura da diagonal equivalente. Neste sentido será analisado a influência na rigidez dos pórticos, observando-se os deslocamentos horizontais e esforços na estrutura.

Os carregamentos verticais na estrutura foram lançados de acordo com as indicações da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 6120:2019. As forças horizontais foram calculadas seguindo as recomendações da ABNT NBR 6123:1988.

Nas análises desta pesquisa foi utilizado um edifício em concreto armado desenvolvido no trabalho de Fontes (2005) e utilizado por Winter (2017), com adaptações, em sua monografia de conclusão de curso.

#### **3.2. PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS**

### 3.2.1. Concreto

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 8.2, e considerando classe de agressividade II, as propriedades do concreto são as seguintes:

- a) Peso específico:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- b) Coeficiente de Poisson:  $\nu_c = 0,20$ .
- c) Coeficiente de dilatação térmica:  $10^{-5}/^\circ\text{C}$ .

Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.8, o módulo de elasticidade utilizado para determinação dos esforços e verificação do ELS, deve ser o módulo de elasticidade secante, calculados através das Equações 3.1, 3.2 e 3.3 ou retirado diretamente da Tabela 7.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{cs} \quad (3.1)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,10 \quad (3.2)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}; \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ a } 50 \text{ Mpa} \quad (3.3)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

Tabela 6 - Valores estimados de módulo de elasticidade (E) em função da resistência característica à compressão do concreto.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 – Tabela 8.1

Nas vigas e pilares dos pórticos foi utilizado concreto de  $f_{ck}$  igual a 25 MPa.

Sendo assim, o módulo de elasticidade do concreto adotado para este trabalho ficou definido igual a 24 GPa.

### 3.2.2. Alvenaria de blocos cerâmicos

As alvenarias de vedação possuem as seguintes características:

- a) Espessura (bloco e revestimento): 25 centímetros;
- b) Peso específico:  $\gamma_{alv.} = 16 \text{ kN/m}^3$ ;
- c) Coeficiente de Poisson:  $\nu_c = 0,15$ ;
- d) Coeficiente de dilatação térmica:  $6 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ;

A resistência à compressão dos blocos cerâmicos foi adotada seguindo a Tabela 8 da NBR ABNT:15270-1:2017, considerando blocos cerâmicos com furos na horizontal.

Tabela 7 - Resistência à compressão dos blocos de alvenaria.

Posição dos furos	$f_b$ MPa
Para blocos usados com furos na horizontal (figura 1)	$\geq 1,5$
Para blocos usados com furos na vertical (figura 2)	$\geq 3,0$

Fonte: ABNT NBR 15270-1:2017.

Assim, adotou-se uma resistência à compressão do bloco de 2,0 MPa e uma resistência à compressão do prisma ( $f_{pk}$ ) de 1,0 MPa. O módulo de elasticidade da alvenaria, segundo a ABNT NBR 16868-1:2020, no item 6.2, o módulo de elasticidade foi calculado de acordo com a Equação 3.4:

$$E_{alv} = 600 \cdot f_{pk} ; \text{ onde } f_{pk} \text{ é dado em MPa} \quad (3.4)$$

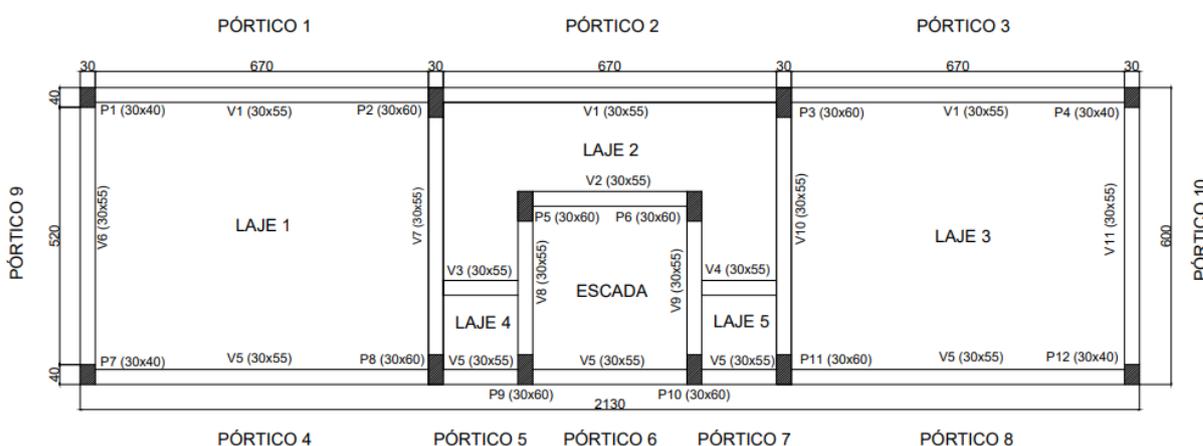
Com isso, ficou-se definido o módulo de elasticidade da alvenaria igual a 600 MPa.

### 3.3. CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

O edifício analisado é composto por 8 pavimentos, sendo um térreo, 6 pavimentos tipo e 1 pavimento referente a cobertura. Para obter os resultados necessários, foi considerado que esta edificação situa-se em Santa Maria – RS.

Para obtenção dos resultados, serão analisados 4 pórticos deste edifício. Os pórticos serão divididos em pórticos 1, 2 e 3, referentes a viga V1, e pórtico 9, referente a viga V6, conforme Figura 11. Os pórticos 1, 2 e 3 são considerados como pórticos associados com tramos diferentes, onde foram calculadas separadamente, porém, para obtenção dos resultados, foi considerado como um único pórtico.

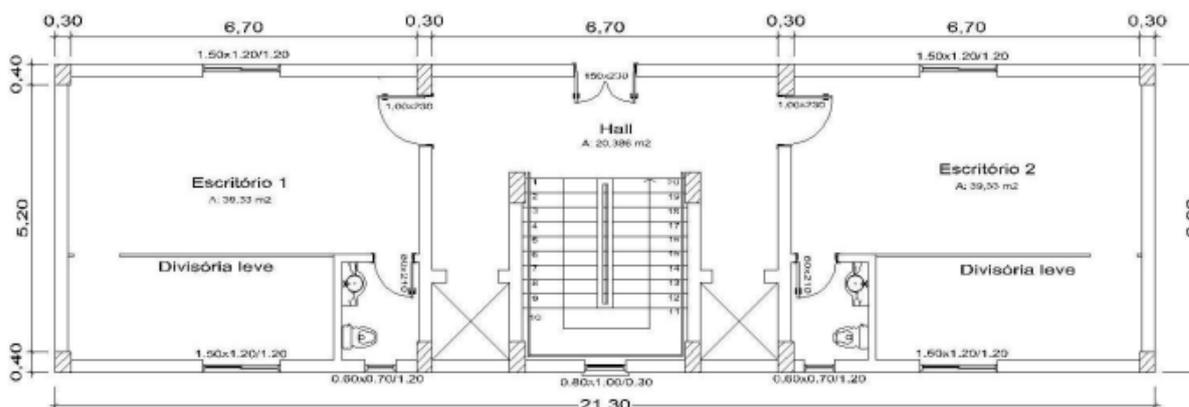
Figura 11 - Nomenclatura dos pórticos.



Fonte: Autoral

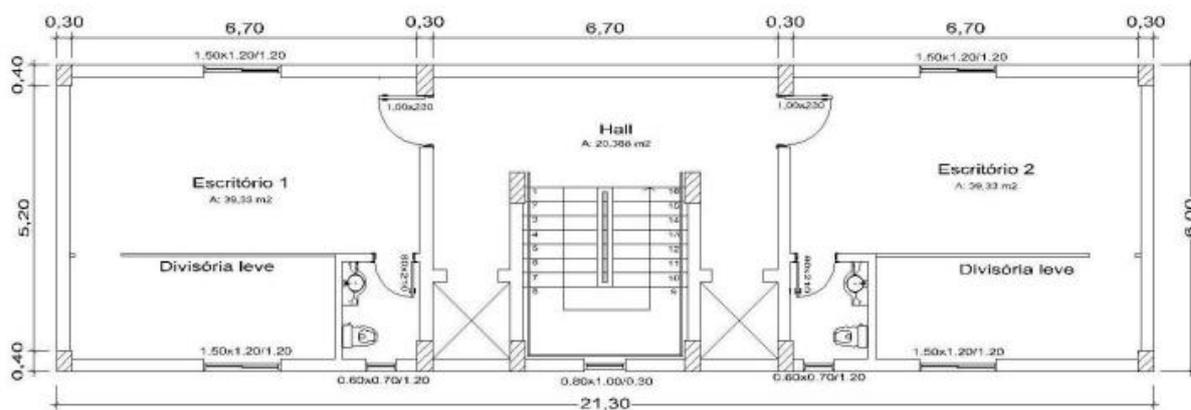
As Figuras 12 e 13 mostram as plantas baixas dos pavimentos térreo e tipo, respectivamente. A planta de formas dos pavimentos é apresentada na Figura 14.

Figura 12 - Planta baixa do pavimento térreo.



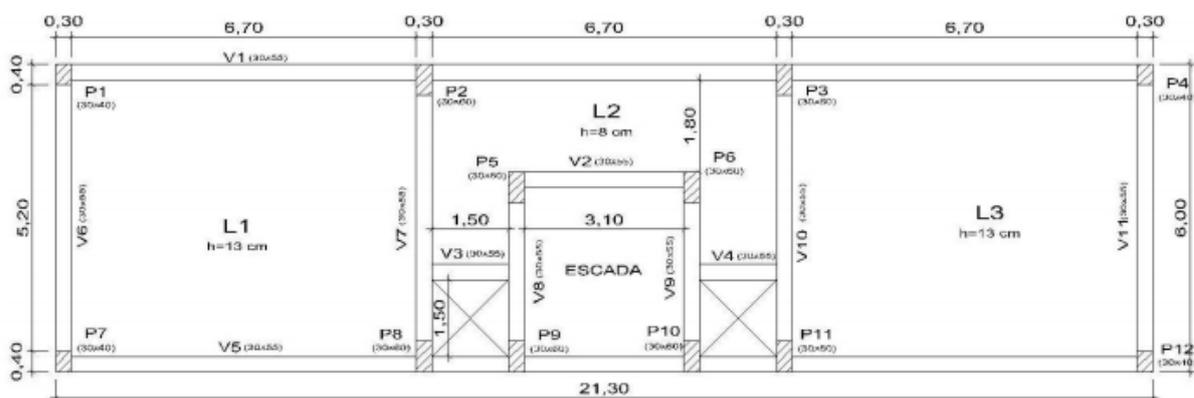
Fonte: Winter (2017).

Figura 13 - Planta baixa pavimento tipo.



Fonte: Winter (2017).

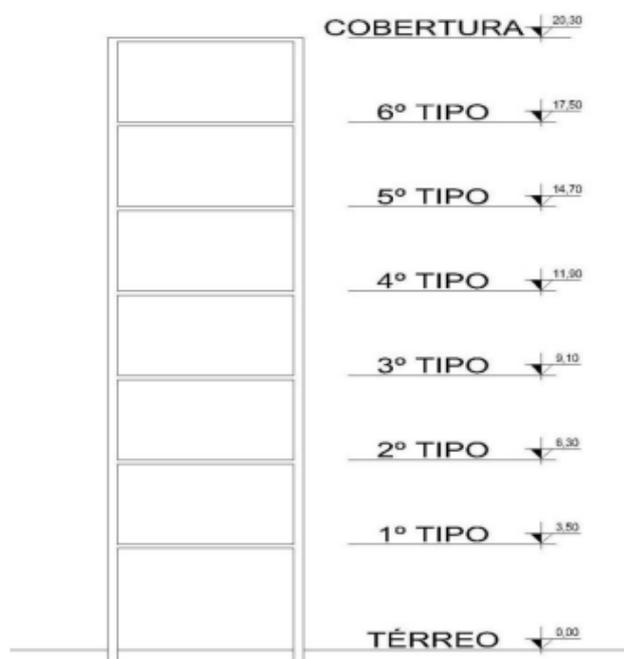
Figura 14 - Planta de forma do pavimento tipo.



Fonte: Fontes (2005).

A Figura 15 apresenta um corte esquemático da edificação.

Figura 15 - Edificação em corte.



Fonte: Winter (2017)

### 3.4. CARREGAMENTOS

Os carregamentos atuantes na estrutura são os pesos próprios dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes), calculados com o auxílio do software Microsoft Excel, com base nas dimensões de cada elemento e de seu valor específico igual a  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  (peso específico do concreto). Sobre as lajes também foram considerados os revestimentos e as sobrecargas de utilização. Além dos elementos estruturais, foram considerados o peso das divisórias leves sobre a laje 1 e 3 e também o peso da alvenaria, com seu peso específico de  $\gamma_c = 16 \text{ kN/m}^3$ .

A alvenaria, no caso do pavimento térreo e tipo, possui altura de 280 centímetros e 225 centímetros, respectivamente, e encontram-se sobre todas as vigas. Sobre as vigas de apoio da escada e na viga V5, entre o trecho dos pilares P9 e P10, a alvenaria possui 85 centímetros de altura. No nível da cobertura, há uma platibanda sobre todas as vigas externas com uma altura de 110 centímetros e, sobre a caixa de escada e elevador, ainda há uma alvenaria com altura de 225 centímetros, finalizando a edificação.

Os valores referentes ao carregamento das escadas, a qual encontra-se apoiada na viga V2 e sobre uma viga intermediária entre os pavimentos, foram distribuídos igualmente entre os pilares P9 e P10. No térreo, cada lance de escada é formado por

10 degraus, com 28 centímetros de largura e 17,5 centímetros de espelho, enquanto no pavimento tipo, cada lance é formado por 8 degraus de mesmas dimensões.

Na coluna divisórias, referente a escada, são os valores dos pesos das muretas de cada lance de escada, composta por uma alvenaria de  $\gamma_a = 1,9 \text{ kN/m}^3$ .

Na cobertura, existem lajes sobre os poços de elevadores, denominadas de laje L4 e L5, as quais possuem 20 centímetros de espessura, e recebem, neste nível, um carregamento da casa de máquinas, que, dispostos na laje de 1,80x1,80, resulta em um carregamento de 3,1 kN/m<sup>2</sup>. Os pilares P5, P6, P9 e P10, recebem um carregamento de 10 kN, proveniente do reservatório de água. Todos os valores descritos basearam-se na norma ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 6120:2019. Os carregamentos estão demonstrados na Tabela 9.

Tabela 8 - Carregamento das lajes.

Carregamento lajes									
Pavimento	Laje	H adotado (m)	Peso próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Revestimento (kN/m <sup>2</sup> )	Divisórias (kN/m <sup>2</sup> )	Elevador (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	Total (kN/m <sup>2</sup> ) s/ sobrecarga	total (kN/m <sup>2</sup> ) c/ sobrecarga
Pavimento Tipo/Térreo	1	0,13	3,25	1,5	1	-	2	5,75	7,75
	2	0,08	2	1,5	-	-	2	3,5	5,5
	3	0,13	3,25	1,5	1	-	2	5,75	7,75
Cobertura	1	0,13	3,25	1,5	-	-	2	4,75	6,75
	2	0,08	2	1,5	-	-	2	3,5	5,5
	3	0,13	3,25	1,5	-	-	2	4,75	6,75
	4	0,2	5	1,5	-	3,1	7,5	9,6	17,1
	5	0,2	5	1,5	-	3,1	7,5	9,6	17,1
Escada	LE	-	4,3	1,5	0,7	-	2,5	6,5	9

Fonte: Autoral.

Para o cálculo dos carregamentos sobre os pórticos analisados, representados nas Tabela 10, foram utilizados os dados da Tabela 9, em função dos comprimentos das vigas, áreas de influência e ângulos de distribuição. Como o software utilizado (Ftool), não permite a separação dos valores permanentes da sobrecarga, foi calculado separadamente e, seu valor final, utilizado no programa.

Tabela 9 - Carregamento sobre os pórticos analisados.

Carregamento sobre os pórticos analisados								
Pórtico	Pavimento	Carregamento laje s/ sobrecarga (kN/m)	sobrecarga laje (kN/m)	Carregamento viga (kN/m)	Pontual s/ sobrecarga P1 (kN)	Pontual s/ sobrecarga P7 (kN)	Pontual sobrecarga P1 (kN)	Pontual sobrecarga P7 (kN)
Pórtico 9	Térreo	8,05	2,8	15,925	73,8	71,4	9,9	9,4
	Pav. 1	8,05	2,8	13,125	66	63,6	9,9	9,4
	Pav. 2	8,05	2,8	13,125	66	63,6	9,9	9,4
	Pav. 3	8,05	2,8	13,125	66	63,6	9,9	9,4
	Pav. 4	8,05	2,8	13,125	66	63,6	9,9	9,4
	Pav. 5	8,05	2,8	13,125	66	63,6	9,9	9,4
	Pav. 6	8,05	2,8	13,125	66	63,6	9,9	9,4
	Cobertura	6,65	2,8	8,525	47,8	46,1	9,9	9,4

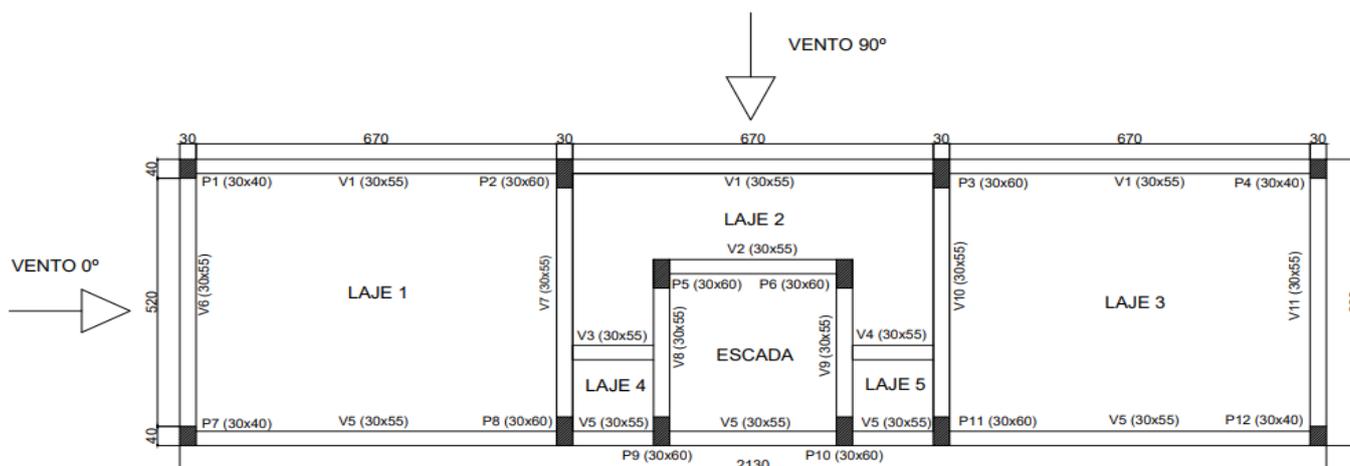
Carregamento sobre os pórticos analisados										
Pórtico	Pavimento	Carregamento laje s/ sobrecarga (kN/m)	sobrecarga laje (kN/m)	Carregamento viga (kN/m)	Pontual s/ sobrecarga P1 (kN)	Pontual s/ sobrecarga P4 (kN)	Pontual sobrecarga P1 (kN)	Pontual sobrecarga P4 (kN)	Pontual s/ sobrecarga P2/P3	Pontual sobrecarga P2/P3
Pórtico 1	Térreo	9,66	3,36	15,93	67,13	67,13	7,84	7,84	-	-
	Pav. 1	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 2	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 3	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 4	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 5	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 6	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Cobertura	7,98	3,36	8,53	42,49	42,49	7,84	7,84	-	-
Pórtico 2	Térreo	3,54	2,02	15,93	-	-	-	-	75,3	14,9
	Pav. 1	3,54	2,02	13,13	-	-	-	-	75,3	14,9
	Pav. 2	3,54	2,02	13,13	-	-	-	-	75,3	14,9
	Pav. 3	3,54	2,02	13,13	-	-	-	-	75,3	14,9
	Pav. 4	3,54	2,02	13,13	-	-	-	-	75,3	14,9
	Pav. 5	3,54	2,02	13,13	-	-	-	-	75,3	14,9
	Pav. 6	3,54	2,02	13,13	-	-	-	-	75,3	14,9
	Cobertura	3,54	2,02	8,53	-	-	-	-	76,8	16,3
Pórtico 3	Térreo	9,66	3,36	15,93	67,13	67,13	7,84	7,84	-	-
	Pav. 1	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 2	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 3	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 4	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 5	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Pav. 6	9,66	3,36	13,13	59,29	59,29	7,84	7,84	-	-
	Cobertura	7,98	3,36	8,53	42,49	42,49	7,84	7,84	-	-

Fonte: Autoral.

### 3.4.1. Ações do vento

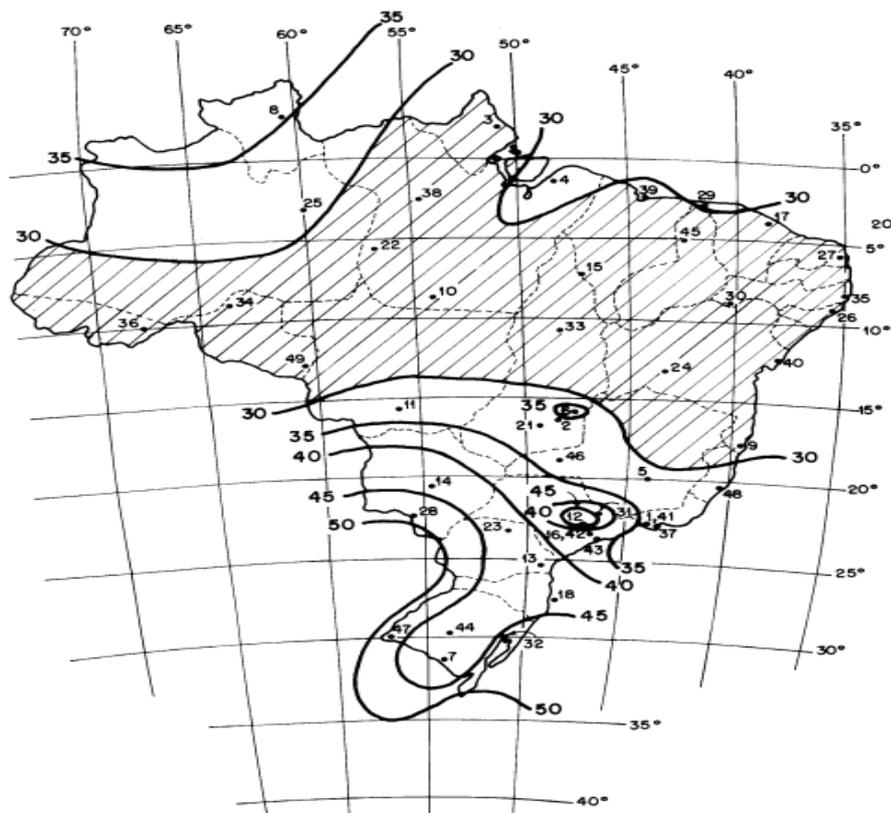
Os cálculos das ações horizontais relativas á força do vento foram calculadas de acordo com a NBR ABNT 6123:1988, considerando as características geográficas de Santa Maria, Rio Grande do Sul. Foram calculadas as ações para vento a 0° e também para vento a 90°, conforme mostra a Figura 16.

Figura 16 - Direções atuantes dos ventos.



Fonte: Autoral.

Através do mapa de isopletas de velocidade básica, obtido na ABNT NBR 6123:1988, foi possível adquirir a velocidade básica para cidade de Santa Maria, no valor de 45 m/s. Os fatores  $S_1$  (item 5.2) e  $S_3$  (item 5.4), nos valores iguais a 1 para ambos, também foram obtidas através da norma reguladora. Por meio das Figura 17, e Tabelas 11 e 12, pode ser analisado de onde foi retirado cada valor necessário para o cálculo das ações do vento.

Figura 17 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s).

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 10 - Fator topográfico.

Fator topográfico $S_1$	
Descrição	Fator
Terreno plano ou francamente acidentado	$S_1=1,0$
Taludes e morros	$S_1$ = equações matemáticas. Ver item 5.2
Vales profundos	$S_1=0,9$

Fonte: Com base na ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 11 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$ .

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1988 – Tabela 3.

Quanto a rugosidade do terreno, adotada como categoria IV, e a classe da edificação, adotada como categoria B (maior dimensão entre 20 e 50 metros), necessários para encontrar os parâmetros utilizados para o cálculo do coeficiente  $S_2$ , estão representadas nas Tabelas 13 e 14, retirados da ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 12 - Categoria dos terrenos.

Categoria	Descrição
I	Mar calmo, lagos, rios, pântanos
II	Campos de aviação, fazendas
III	Casas de campo, fazendas com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 3,0m
IV	Cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0 m
V	Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,0 m

Fonte: Com base na ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 13 - Classe de edificação.

Classe da edificação	
Classe	Descrição
Classe A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
Classe B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
Classe C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: Com base na ABNT NBR 6123:1988.

A partir da categoria do terreno e da classe da edificação, é possível encontrar os parâmetros meteorológicos ( $b$ ,  $p$  e  $f_r$ ) para definir o valor do coeficiente  $S_2$ , demonstrado na Tabela 15.

Tabela 14 - Parâmetros meteorológicos para fator  $S_2$ .

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Assim, chegando aos seguintes valores:

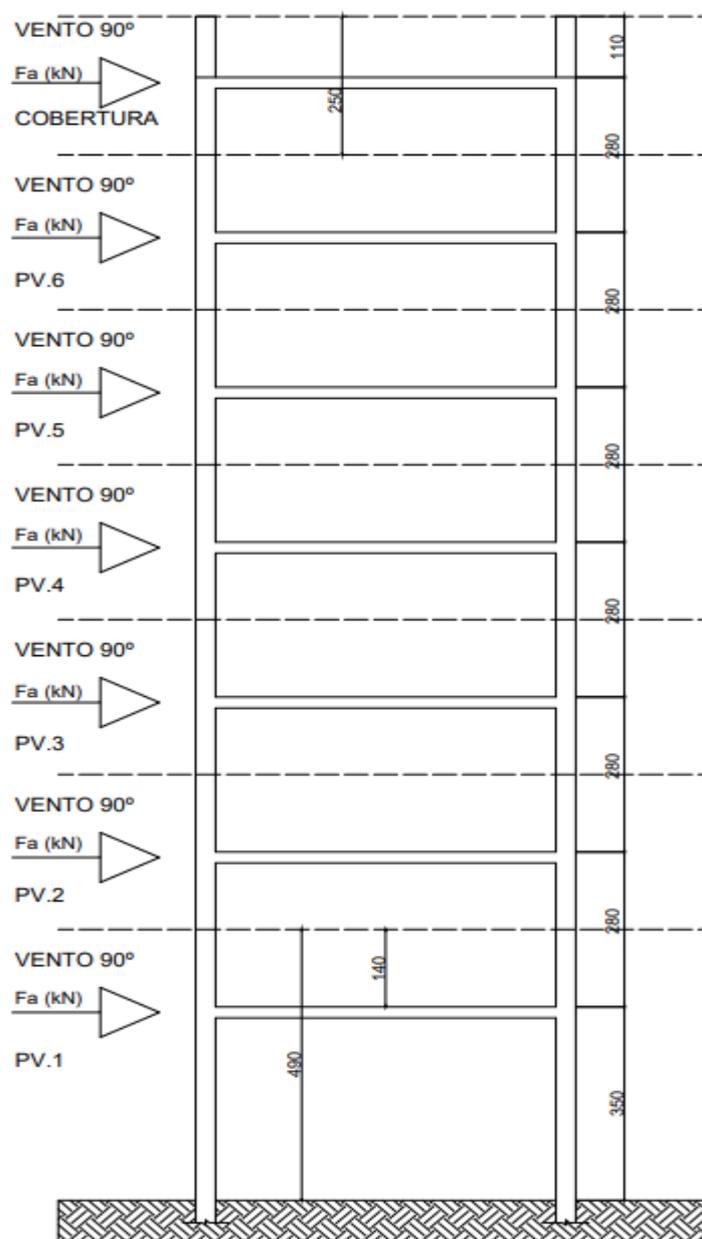
$$F_r = 0,98;$$

$$b = 0,85;$$

$$p = 0,125;$$

Para o cálculo da área de influência, necessário para determinação da força de arrasto aplicada em cada pavimento, foi utilizada as seguintes alturas, de acordo com a Figura 18.

Figura 18 - Corte esquemático demonstrando as alturas de cada pavimento.

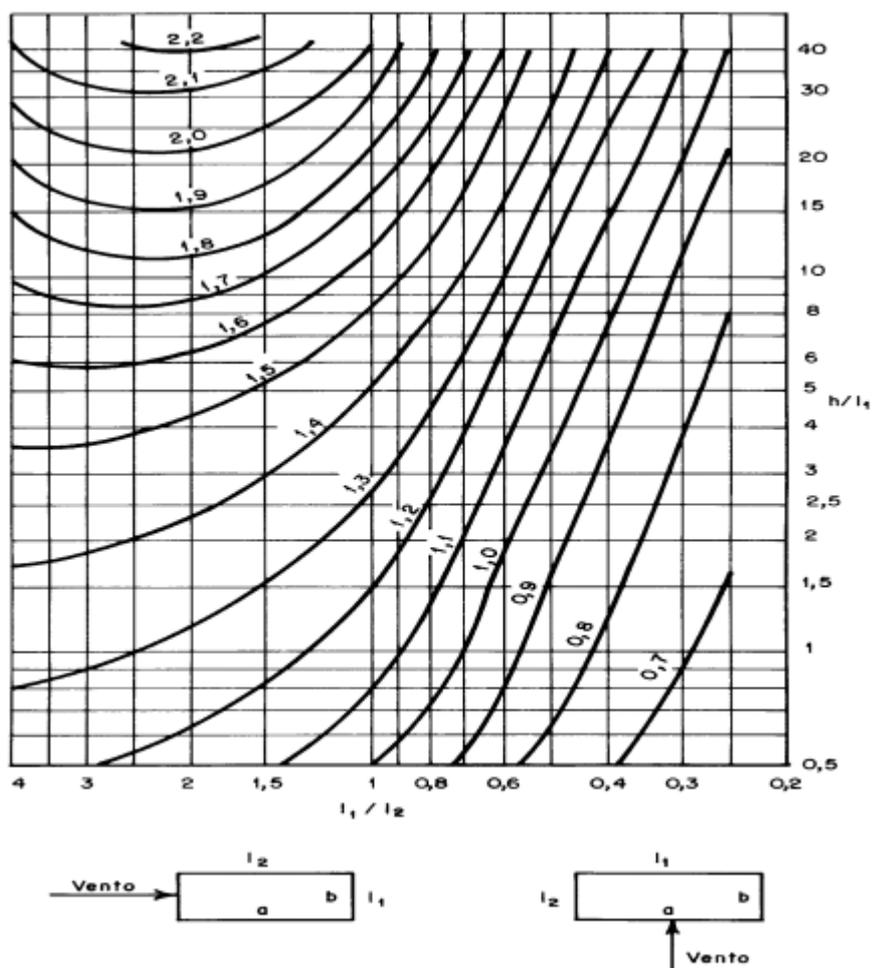


Fonte: Autoral, com base em fontes (2005).

Os coeficientes de arrastos, retirados da Figura 19 da ABNT NBR 6123:1988 e considerando de baixa turbulência, por ser o caso mais desfavorável, são os seguintes:

- $C_a 0^\circ = 0,79$  – coeficiente de arrasto para vento a  $0^\circ$ .
- $C_a 90^\circ = 1,33$  – coeficiente de arrasto para vento a  $90^\circ$ .

Figura 19 - Coeficiente  $C_a$  para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988 – Figura 4.

Os resultados referentes a ambas as direções dos ventos,  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , estão representados nas Tabelas 16 e 17, respectivamente.

Tabela 15 - Ação do vento a 0° aplicada na laje de cada pavimento.

Vento 0°												
Pavimento	Comprimento face 0° (m)	Z (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	H (m)	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)	F <sub>h,ser.</sub> (kN)	Força aplicada em cada nó
Térreo	3	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pav. 1	3	3,5	45	0,73	32,9	662,5	0,66	4,9	14,7	7,69	2,31	7,69
Pav. 2	3	6,3	45	0,78	35,4	767,4	0,77	2,8	8,4	5,09	1,53	5,09
Pav. 3	3	9,1	45	0,82	37,0	841,3	0,84	2,8	8,4	5,58	1,67	5,58
Pav. 4	3	12	45	0,85	38,3	899,6	0,90	2,8	8,4	5,97	1,79	5,97
Pav. 5	3	15	45	0,87	39,3	948,4	0,95	2,8	8,4	6,29	1,89	6,29
Pav. 6	3	18	45	0,89	40,2	990,7	0,99	2,8	8,4	6,57	1,97	6,57
Cobertura	3	20	45	0,91	41,0	1028,1	1,03	2,5	7,5	6,09	1,83	6,09

Fonte: Autoral.

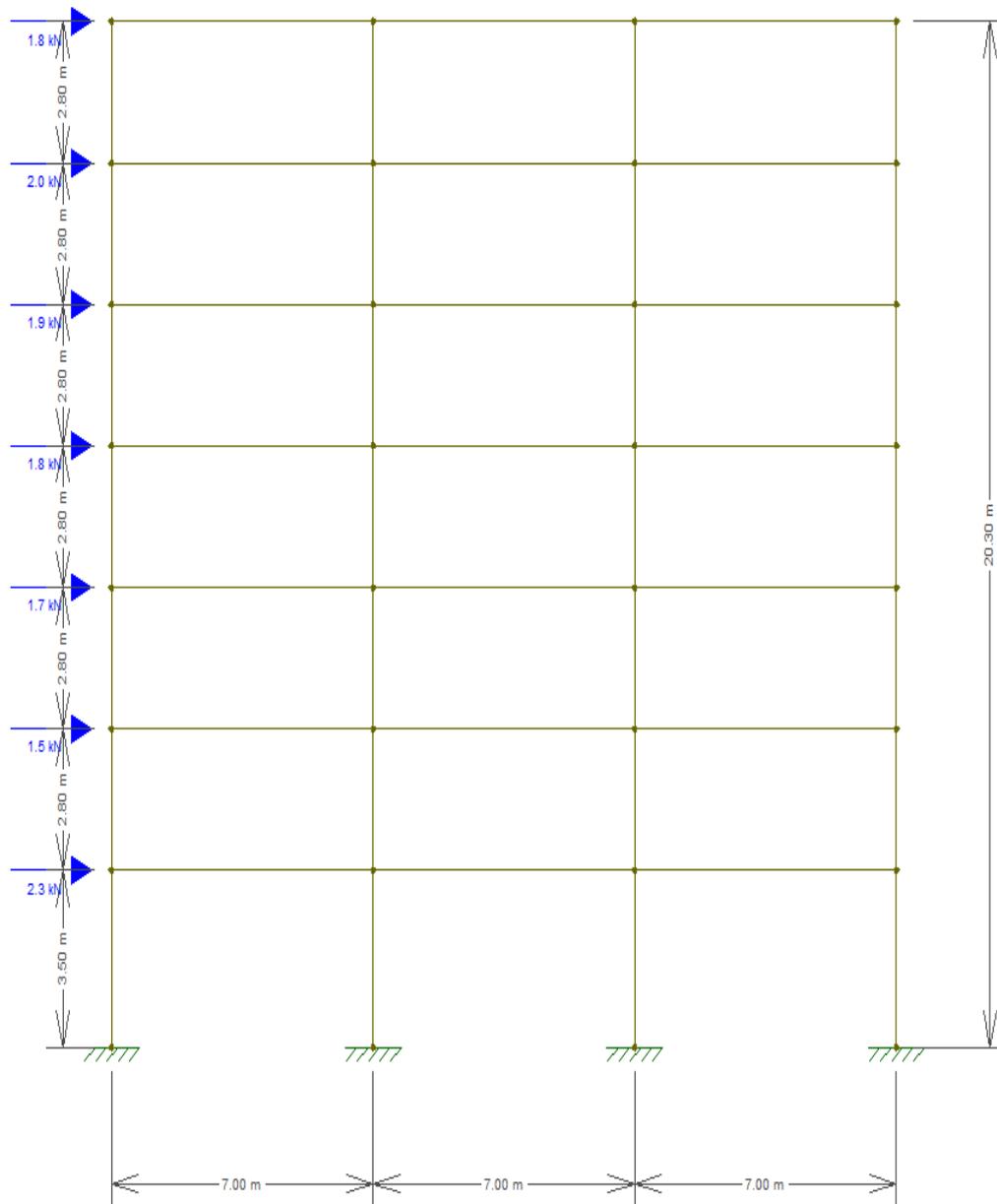
Tabela 16 - Ação do vento a 90° aplicada na laje de cada pavimento.

Vento 90°												
Pavimento	Comprimento face 90° (m)	Z (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	H (m)	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)	F <sub>h,ser.</sub> (kN)	Força aplicada em cada nó
Térreo	3,65	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
Pav. 1	3,65	3,5	45	0,73	32,9	662,5	0,66	4,9	17,9	15,76	4,73	15,76
Pav. 2	3,65	6,3	45	0,79	35,4	767,4	0,77	2,8	10,2	10,43	3,13	10,43
Pav. 3	3,65	9,1	45	0,82	37,0	841,3	0,84	2,8	10,2	11,44	3,43	11,44
Pav. 4	3,65	12	45	0,85	38,3	899,6	0,90	2,8	10,2	12,23	3,67	12,23
Pav. 5	3,65	15	45	0,87	39,3	948,4	0,95	2,8	10,2	12,89	3,87	12,89
Pav. 6	3,65	18	45	0,89	40,2	990,7	0,99	2,8	10,2	13,47	4,04	13,47
Cobertura	3,65	20	45	0,91	41,0	1028,1	1,03	2,5	9,13	12,48	3,74	12,48

Fonte: Autoral.

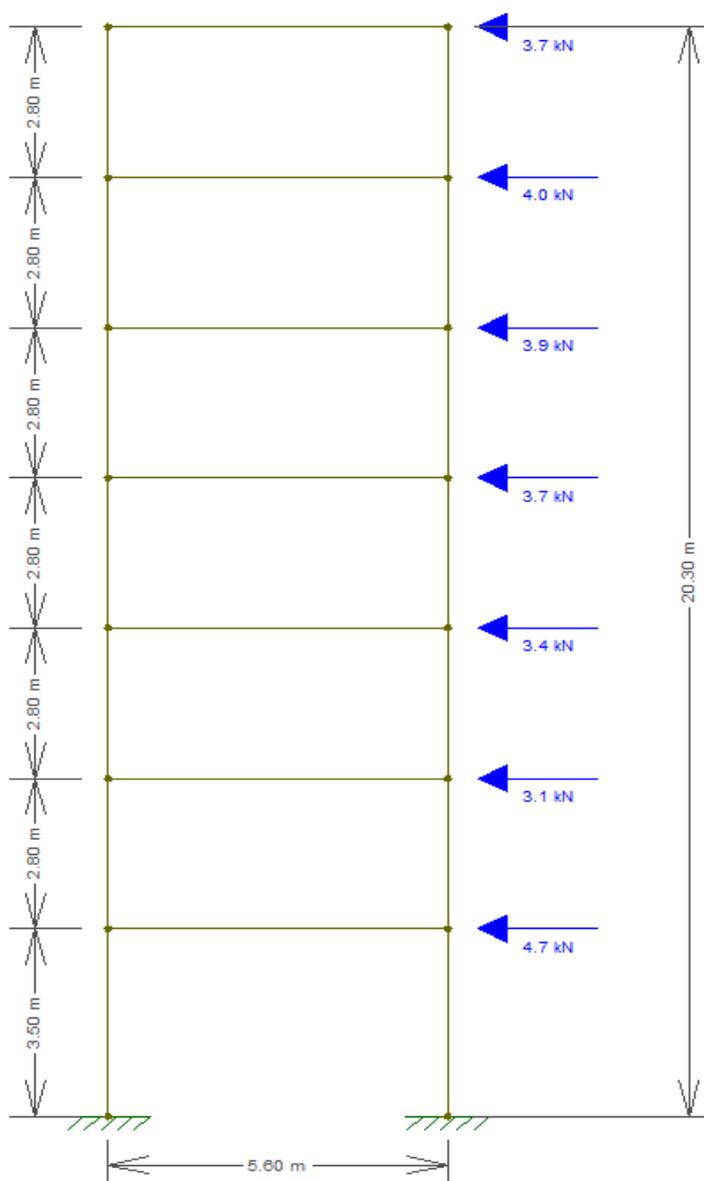
As ações do vento aplicadas nos pórticos analisados estão representadas nas Figuras 20 e 21.

Figura 20 - Pórticos 1, 2 e 3 sob ação do vento a 0°.



Fonte: Autoral.

Figura 21 - Pórtico 9 sob ação do vento a 90°.



Fonte: Autoral.

### 3.4.2. Ações do desaprumo

Observando a ABNT NBR 6118:2014, item 11.3.3.4.1, quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, o desaprumo pode ser desconsiderado. Essa comparação é feita com o somatório do momento total na base da edificação em cada direção com o desaprumo calculado.

A carga vertical por andar foi considerada a mesma utilizada por Fontes (2005). Os resultados das forças de desaprumo, para cada direção, estão nas Tabelas 18 e 19.

Tabela 17 - Desaprumo na direção 0°.

Desaprumo 0°						
Pavimento	Z(m)	$\theta_1$	n	$\theta_a$	$W_i$ (kN)	$F_{eq}$ (kN)
Térreo	0	0,00333	4	0,00263	1945	5,120
Pav. 1	3,5	0,00333	4	0,00263	1968,9	5,183
Pav. 2	6,3	0,00333	4	0,00263	1935,4	5,095
Pav. 3	9,1	0,00333	4	0,00263	1935,4	5,095
Pav. 4	11,9	0,00333	4	0,00263	1935,4	5,095
Pav. 5	14,7	0,00333	4	0,00263	1935,4	5,095
Pav. 6	17,5	0,00333	4	0,00263	1935,4	5,095
Cobertura	20,3	0,00333	4	0,00263	1769,4	4,658

Fonte: Autoral.

Tabela 18 - Desaprumo na direção 90°.

Desaprumo 90°						
Pavimento	Z(m)	$\theta_1$	n	$\theta_a$	$W_i$ (kN)	$F_{eq}$ (kN)
Térreo	0	0,00333	2	0,00288	1945	5,609
Pav. 1	3,5	0,00333	2	0,00288	1968,9	5,678
Pav. 2	6,3	0,00333	2	0,00288	1935,4	5,581
Pav. 3	9,1	0,00333	2	0,00288	1935,4	5,581
Pav. 4	11,9	0,00333	2	0,00288	1935,4	5,581
Pav. 5	14,7	0,00333	2	0,00288	1935,4	5,581
Pav. 6	17,5	0,00333	2	0,00288	1935,4	5,581
Cobertura	20,3	0,00333	2	0,00288	1769,4	5,103

Fonte: Autoral.

O somatório dos momentos total na base da edificação, para vento 0° e 90°, foram, respectivamente, de 1724,23 kN.m e de 6121,00 kN.m, e para o desaprumo, nas mesmas direções, foram respectivamente de, 415,86 kN.m e de 455,55 kN.m. Portanto, conclui-se que 30% da ação do vento é maior que o desaprumo, podendo ser possível desconsiderá-lo.

### 3.5. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Para obtenção dos esforços e verificação dos deslocamentos limites impostos pela ABNT NBR 6118:2014 foram consideradas as combinações últimas (ELU) e as combinações de serviço (ELS).

### 3.5.1. Combinações últimas

As combinações últimas foram utilizadas para determinação dos deslocamentos horizontais em cada direção e o consequente  $\gamma_z$ .

- A) Ações permanentes com sobrecarga como ação variável principal e vento a 0° como ação variável secundária.

$$COMB1 = \gamma_G * Permanente + \gamma_q * [(Sobrecarga) + \Psi_0 * (Vento 0^\circ)]$$

$$COMB1 = 1,4 * Permanente + 1,4 * [(Sobrecarga) + 0,6 * (Vento 0^\circ)]$$

- B) Ações permanentes com vento a 0° como ação variável principal e sobrecarga como ação variável secundária.

$$COMB2 = \gamma_G * Permanente + \gamma_q * [\Psi_0 * (Sobrecarga) + (Vento 0^\circ)]$$

$$COMB2 = 1,4 * Permanente + 1,4 * [0,7 * (Sobrecarga) + (Vento 0^\circ)]$$

- C) Ações permanentes com sobrecarga como ação variável principal e vento a 90° como ação variável secundária.

$$COMB1 = \gamma_G * Permanente + \gamma_q * [(Sobrecarga) + \Psi_0 * (Vento 90^\circ)]$$

$$COMB1 = 1,4 * Permanente + 1,4 * [(Sobrecarga) + 0,6 * (Vento 90^\circ)]$$

- D) Ações permanentes com vento a 90° como ação variável principal e sobrecarga como ação variável secundária.

$$COMB2 = \gamma_G * Permanente + \gamma_q * [\Psi_0 * (Sobrecarga) + (Vento 90^\circ)]$$

$$COMB2 = 1,4 * Permanente + 1,4 * [0,7 * (Sobrecarga) + (Vento 90^\circ)]$$

### 3.5.2. Combinações de serviço

Para verificação dos limites impostos pela ABNT NBR 6118:2014, item 13.3, em relação aos deslocamentos horizontais, foram utilizadas as combinações de serviço, considerando somente as ações do vento.

A) Considerando o seguinte fator de combinação frequente para vento 0º:

$$COMB1 = \Psi_1 * Vento\ 0^\circ$$

$$COMB1 = 0,3 * Vento\ 0^\circ$$

B) Considerando o seguinte fator de combinação frequente para vento 90º:

$$COMB2 = \Psi_1 * Vento\ 90^\circ$$

$$COMB2 = 0,3 * Vento\ 90^\circ$$

Os deslocamentos limites entre pavimentos e o deslocamento máximo no topo da estrutura, a partir das combinações de serviço, estão mostradas na Figura 22.

Figura 22 - Deslocamentos limites.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	ℓ/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	ℓ/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	ℓ/250 <sup>a</sup>
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	ℓ/350+ contraflecha <sup>b</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	ℓ/600
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento		De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	ℓ/500 <sup>c</sup> e 10 mm e $\theta = 0,0017\ rad^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	ℓ/250 <sup>c</sup> e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\Psi_1 = 0,30$ )	$H/1\ 700$ e $H_i/850^e$ entre pavimentos <sup>f</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	ℓ/400 <sup>g</sup> e 15 mm

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 – Tabela 13.3.

### 3.6. MODELOS DE CÁLCULO CONSIDERADOS

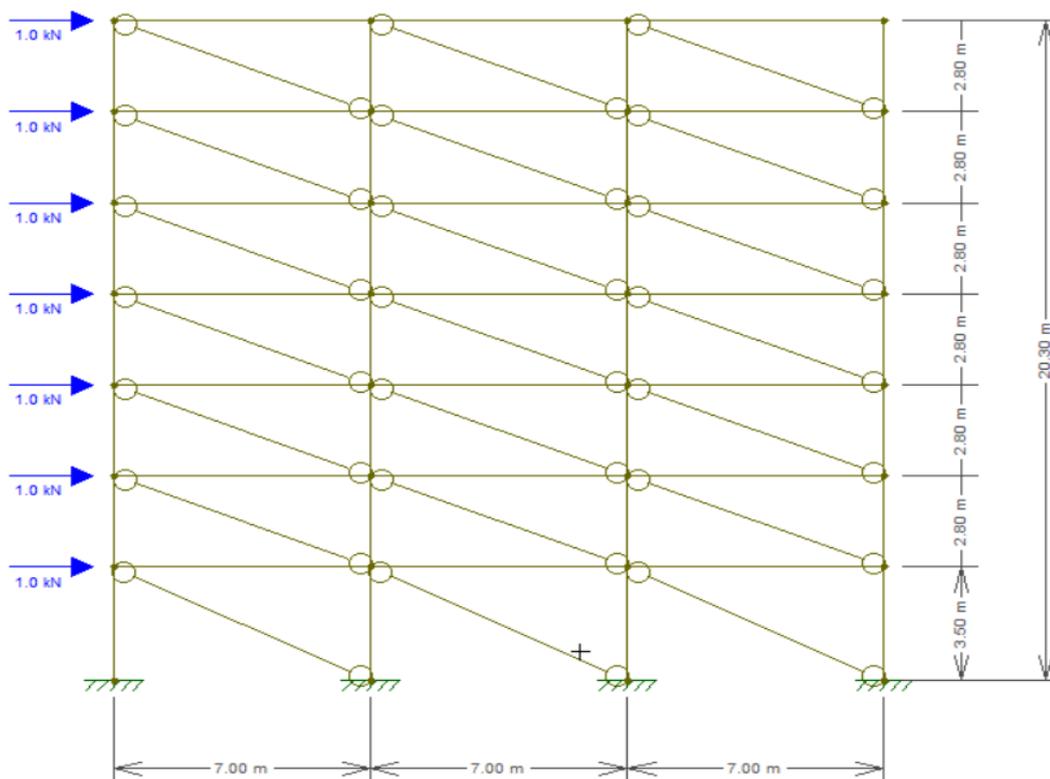
Para análise da edificação, foi considerado a estrutura sem a diagonal equivalente birotulada e com a diagonal comprimida para simular o efeito da presença da alvenaria no pórtico de concreto armado, alterando as propriedades da diagonal para cada um dos 8 métodos estudados, sendo possível assim, a obtenção de uma boa comparação entre os resultados.

Para isso, todos os modelos foram submetidos as ações do vento, conforme Tabelas 16 e 17, e também aos carregamentos verticais.

Para a consideração da alvenaria na estrutura, de espessura de 25 centímetros (largura alvenaria e revestimento), foram utilizadas barras birotuladas, que representam as diagonais equivalentes, em cada pavimento de cada pórtico, com suas respectivas larguras ( $W_k$ ), mostradas na Tabela 21. Também, para obtenção dos resultados, fez-se com que as barras fossem sujeitas somente à força de compressão, sem solicitação à tração.

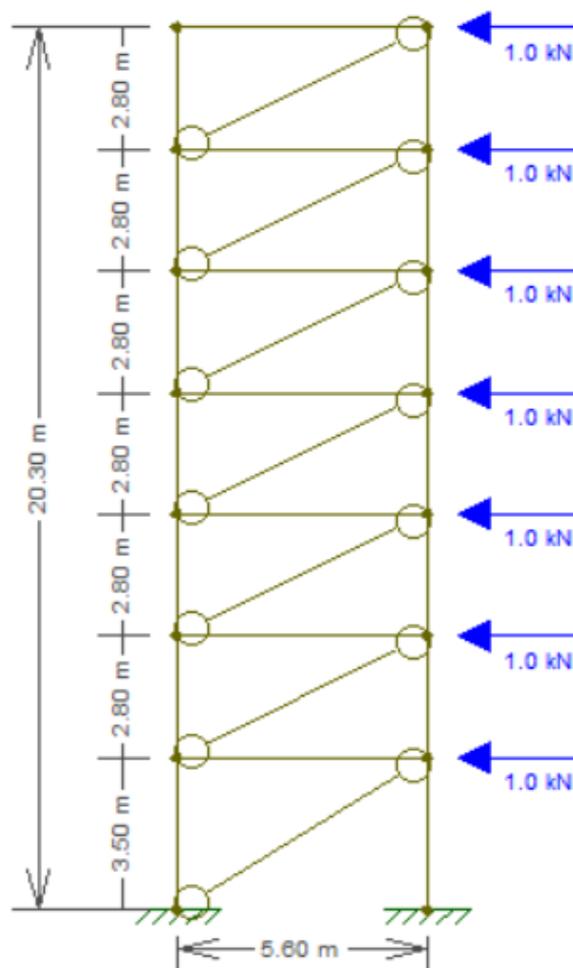
Os modelos dos pórticos considerados para estudo, sob forças hipotéticas de 1 kN, estão representados nas Figuras 23 e 24.

Figura 23 - Modelo geral dos pórticos 1, 2 e 3.



Fonte: Autoral.

Figura 24 - Modelo geral do pórtico 9.



Fonte: Autoral.

Os painéis externos de alvenaria, na modelagem, foram substituídos por barras rotuladas em ambos os lados, adotando à elas as características físicas da alvenaria (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson). Nas Tabelas 20 e 21, estão os dados de entrada dos pórticos (comprimento e altura dos painéis, coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade dos materiais, valores de inércias, etc) e as larguras de influência das diagonais, respectivamente. Vale ressaltar que, na Tabela 21, apesar de as larguras das diagonais apresentarem valores acima do possível, foram considerados a fim de se obter os devidos resultados.

Tabela 19 - Dados dos pórticos analisados.

		Pórtico	L (m)	H (m)	h (m)	t (m)	E <sub>pórtico</sub> (MPa)	E <sub>paínel</sub> (MPa)	v <sub>c</sub>	v <sub>a</sub>	E <sub>p</sub> (m <sup>4</sup> )	θ (graus)
Térreo	Vento 0º	1	6,7	3,5	2,95	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,001125	23,763
		2	6,7	3,5	2,95	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,00135	23,763
		3	6,7	3,5	2,95	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,001125	23,763
	Vento 90º	9	5,2	3,5	2,95	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,0016	29,566
Pav. Tipo	Vento 0º	1	6,7	2,8	2,25	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,001125	18,563
		2	6,7	2,8	2,25	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,00135	18,563
		3	6,7	2,8	2,25	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,001125	18,563
	Vento 90º	9	5,2	2,8	2,25	0,25	24000	600	0,2	0,15	0,0016	23,398

Fonte: Autoral.

Tabela 20 - Largura das diagonais de cada modelo de cálculo.

Larguras das diagonais (m)									
Modelos de cálculo	Térreo				Pav. Tipo				
	Vento 0º			Vento 90º	Vento 0º			Vento 90º	
	1	2	3	9	1	2	3	9	
Smith (1962)	7,24	7,26	7,24	6,63	7,57	7,59	7,57	6,86	
Hendry (1981)	3,62	3,63	3,62	3,31	3,78	3,8	3,78	3,43	
CSA S304:2014	3,62	3,63	3,62	3,31	3,78	3,8	3,78	3,43	
ABNT NBR 16868-1:2020	3,62	3,63	3,62	3,31	3,78	3,8	3,78	3,43	
Holmes (1961)	2,44	2,44	2,44	1,99	2,44	2,44	2,44	1,89	
NZS 4230-1:1990	1,83	1,83	1,83	1,49	1,77	1,77	1,77	1,42	
Mainstone (1971)	0,86	0,88	0,86	0,72	0,9	0,92	0,9	0,74	
ACI 530:2011	0,43	0,45	0,43	0,47	0,4	0,42	0,4	0,43	
Moreira (2002)	0,21	0,21	0,21	0,15	0,25	0,25	0,25	0,16	

Fonte: Autoral.

## 4. ANÁLISE DO RESULTADOS

### 4.1. COEFICIENTE $\gamma_z$

Todos os resultados, em termos de estabilidade global da estrutura, foram comparados por meio dos valores do coeficiente  $\gamma_z$  obtidos para os dois pórticos observados (conforme ABNT NBR 6118:2014). Para os resultados onde  $\gamma_z \leq 1,10$ , não foram considerados os efeitos globais de 2ª ordem. Para os modelos que apresentaram  $1,10 \leq \gamma_z \leq 1,25$ , os efeitos globais de 2ª ordem foram considerados, sendo necessário multiplicar as forças horizontais por esse coeficiente e gerar novos resultados, segundo a norma. Já para os resultados de  $\gamma_z \geq 1,25$ , não foram refeitos os cálculos, embora alguns autores considerem que 1,25 já seja o valor limite a ser considerado, sendo deixado como opção de estudo. Os resultados dos valores dos coeficientes  $\gamma_z$  estão apresentados na Tabela 22.

Durante a obtenção dos resultados dos esforços normais, foi observado o tracionamento de barras atuante no pórtico 1 dos métodos da ABNT NBR 16868-1:2020 e do modelo referência. Considerando que deveria atuar somente ações de compressão na barra, o ideal seria a remodelagem das estruturas, e a geração de novos resultados de  $\gamma_z$ , assim como novos deslocamentos, porém, para fins exemplares, foi deixado da mesma forma a qual está apresentada.

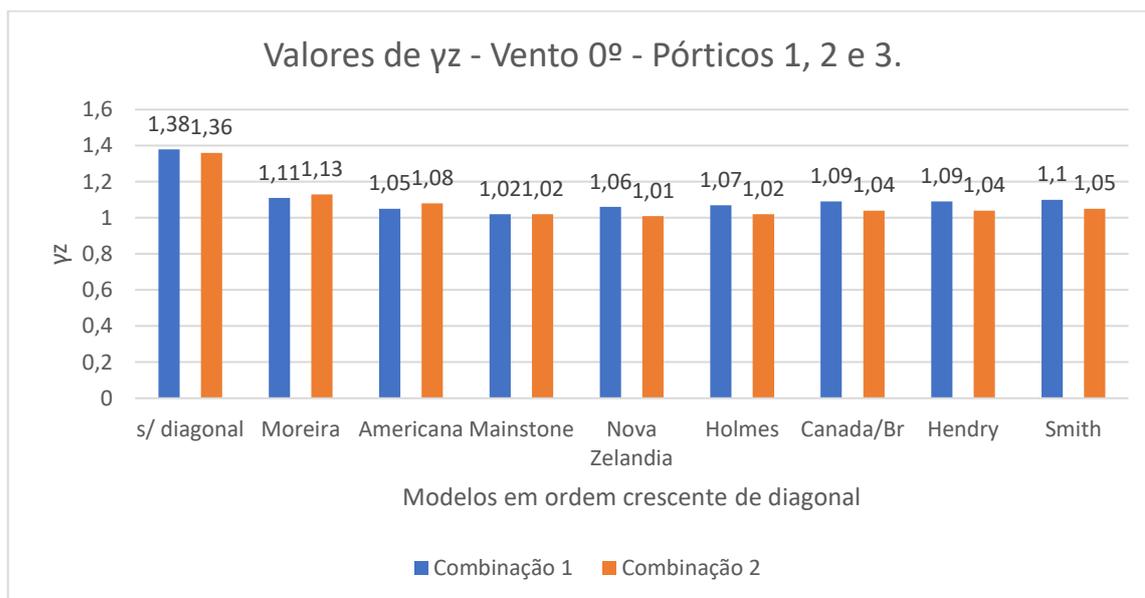
Tabela 21 - Valores dos coeficientes  $\gamma_z$ .

Valores de $\gamma_z$							
Modelo		Comb. 1	Comb.2	Modelo		Comb. 1	Comb.2
Vento 0º	Smith (1962)	1,1	1,05	Vento 90º	Smith (1962)	1,02	1,04
	Hendry (1981)	1,09	1,04		Hendry (1981)	1,05	1,06
	CSA S304:2014	1,09	1,04		CSA S304:2014	1,05	1,06
	ABNT NBR 16868-1:2020	1,09	1,04		ABNT NBR 16868-1:2020	1,05	1,06
	Holmes (1961)	1,07	1,02		Holmes (1961)	1,09	1,1
	NZS 4230-1:1990	1,06	1,01		NZS 4230-1:1990	1,12	1,13
	Mainstone (1971)	1,02	1,02		Mainstone (1971)	1,22	1,23
	ACI 530:2011	1,05	1,08		ACI 530:2011	1,32	1,33
	Moreira (2002)	1,11	1,13		Moreira (2002)	1,61	1,58
	s/ diagonal	1,38	1,36		s/ diagonal	2,19	2,08

Fonte: Autoral.

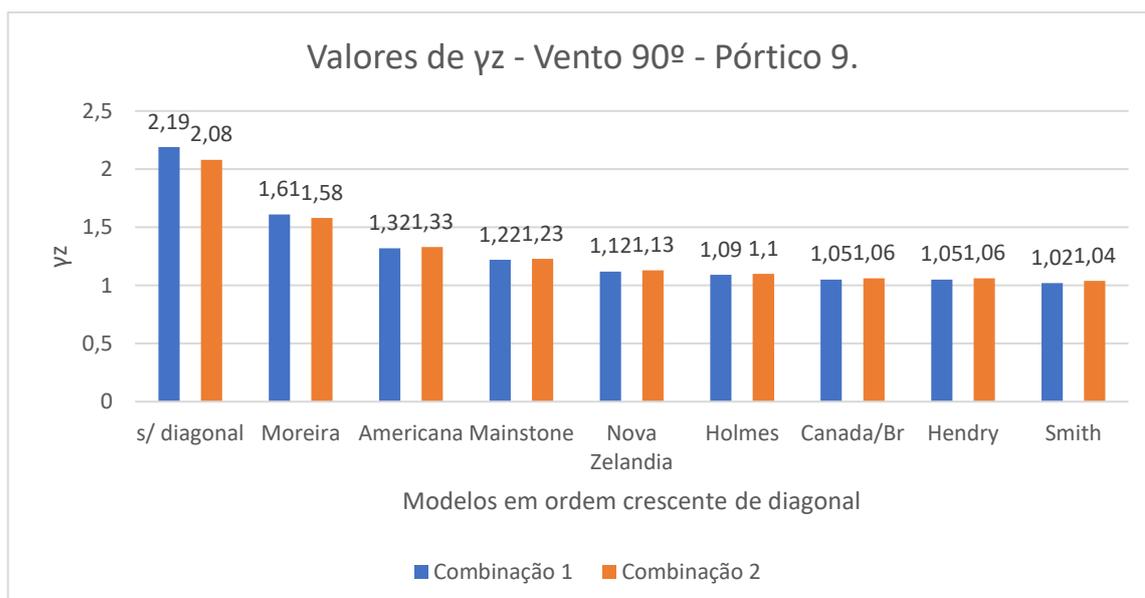
Para os modelos cujos valores estão abaixo de 1,10, a estrutura é considerada de nós fixos conforme ABNT NBR 6118:2014. É possível observar uma grande variação entre os valores de  $\gamma_z$  conforme os valores das diagonais equivalentes de cada modelo alteram. Os Gráficos 1 e 2 ilustram os coeficientes mostrados na tabela 22.

Gráfico 1 - Valores de  $\gamma_z$  para vento à 0ª e combinações últimas 1 e 2.



Fonte: Autoral.

Gráfico 2 - Valores de  $\gamma_z$  para vento à 90º e combinações últimas 1 e 2.



Fonte: Autoral.

Nas Tabelas 23 e 24, a primeira referente ao vento a 0° e, a segunda, para vento a 90°, estão descritos os deslocamentos horizontais por pavimento, nas 4 combinações últimas, em cada um dos 9 modelos.

Tabela 22 - Deslocamentos horizontais por pavimento.

	Deslocamentos por pavimento (mm)										
	Cota (m)	Smith (1962)	Hendry (1981)	CSA S304:2014	ABNT NBR 16868-1:2020	Holmes (1961)	NZS 4230-1:1990	Mainstone (1971)	ACI 530:2011	Moreira (2002)	s/ diagonal
<b>Vento 0° - Pórticos 1,2 e 3 - Comb. 1</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	3,50	1,12	1,02	1,02	1,02	0,92	0,82	0,44	0,46	1,17	2,44
	6,30	1,52	1,31	1,31	1,31	1,11	0,93	0,31	0,64	1,77	4,15
	9,10	1,91	1,64	1,64	1,64	1,37	1,14	0,34	0,96	2,42	5,67
	11,90	2,23	1,90	1,90	1,90	1,58	1,29	0,33	1,22	2,94	6,93
	14,70	2,46	2,10	2,10	2,10	1,73	1,41	0,33	1,41	3,35	7,90
	17,50	2,63	2,23	2,23	2,23	1,82	1,48	0,32	1,57	3,64	8,54
	20,30	3,04	2,63	2,63	2,63	2,20	1,84	0,64	1,88	4,04	9,17
<b>Vento 0° - Pórticos 1,2 e 3 - Comb. 2</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	3,50	1,02	0,87	0,87	0,87	0,72	0,58	0,40	1,12	2,21	3,96
	6,30	1,34	1,04	1,04	1,04	0,75	0,50	0,52	1,81	3,57	6,91
	9,10	1,64	1,25	1,25	1,25	0,86	0,52	0,77	2,55	4,85	9,45
	11,90	1,89	1,42	1,42	1,42	0,93	0,52	0,96	3,15	5,89	11,56
	14,70	2,07	1,54	1,54	1,54	0,99	0,52	1,12	3,62	6,69	13,16
	17,50	2,19	1,61	1,61	1,61	1,02	0,51	1,23	3,95	7,24	14,23
	20,30	2,57	1,97	1,97	1,97	1,35	0,83	1,51	4,36	7,79	15,08

Fonte: Autoral.

Tabela 23 - Deslocamentos horizontais por pavimento.

	Deslocamentos por pavimento (mm)										
	Cota (m)	Smith (1962)	Hendry (1981)	CSA S304:2014	ABNT NBR 16868-1:2020	Holmes (1961)	NZS 4230-1:1990	Mainstone (1971)	ACI 530:2011	Moreira (2002)	s/ diagonal
<b>Vento 90º - Pórtico 9 - Comb. 1</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	3,50	0,47	0,34	0,34	0,34	0,93	1,62	3,44	3,63	5,83	8,07
	6,30	0,19	0,85	0,85	0,85	1,93	3,17	6,39	6,91	10,95	15,61
	9,10	0,33	1,48	1,48	1,48	3,00	4,73	9,12	9,91	15,50	22,30
	11,90	0,76	2,16	2,16	2,16	4,02	6,16	11,52	12,51	19,35	27,94
	14,70	1,26	2,84	2,84	2,84	4,96	7,43	13,54	14,66	22,45	32,39
	17,50	1,79	3,49	3,49	3,49	5,79	8,50	15,13	16,28	24,72	35,59
	20,30	2,34	4,11	4,11	4,11	6,51	9,37	16,30	17,44	26,24	37,62
<b>Vento 90º - Pórtico 9 - Comb. 2</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	3,50	0,41	1,22	1,22	1,22	2,15	3,31	6,20	6,37	9,83	13,36
	6,30	1,12	2,48	2,48	2,48	4,21	6,33	11,47	12,08	18,49	25,87
	9,10	2,01	3,85	3,85	3,85	6,26	9,22	16,26	17,26	26,14	36,99
	11,90	2,97	5,20	5,20	5,20	8,17	11,84	20,47	21,72	32,62	46,34
	14,70	3,95	6,47	6,47	6,47	9,87	14,12	23,97	25,36	37,81	53,73
	17,50	4,93	7,65	7,65	7,65	11,34	15,99	26,69	28,12	41,61	59,00
	20,30	5,85	8,67	8,67	8,67	12,51	17,44	28,63	30,01	44,08	62,31

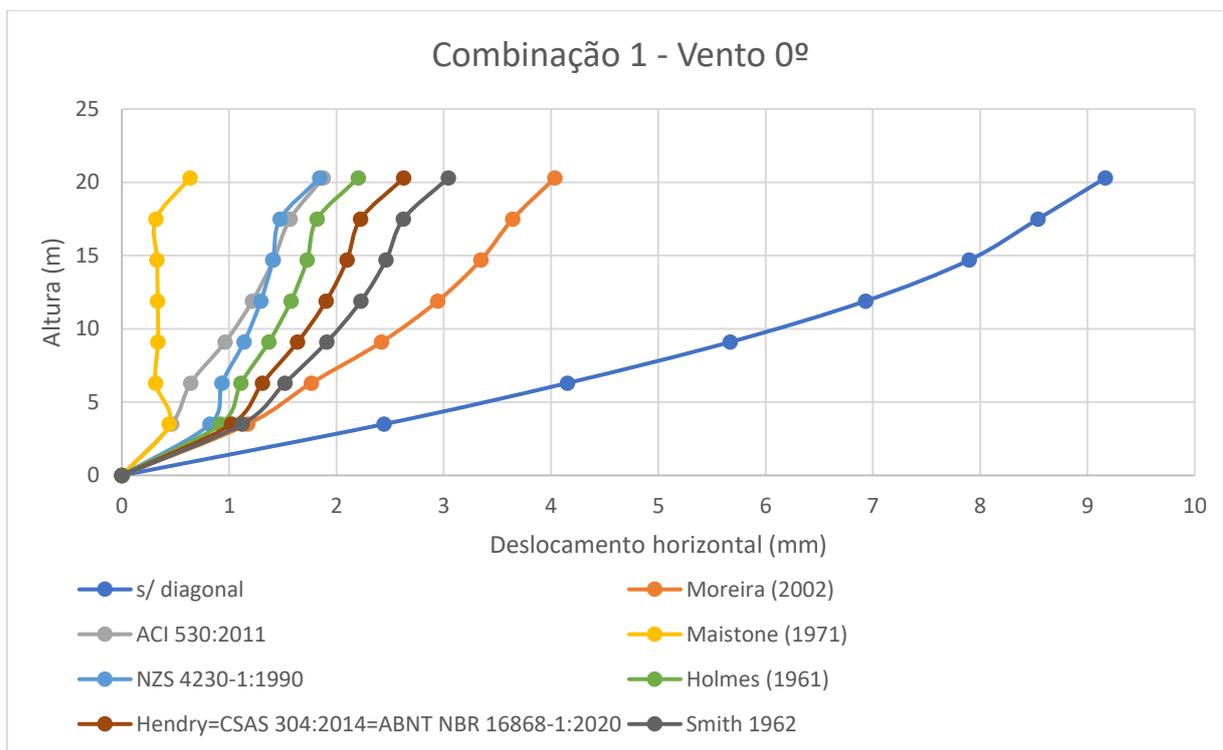
Fonte: Autoral.

É possível observar que o modelo proposto por Mainstone (1971), cujo é o método recomendado pela FEMA 356 (2000), obteve o menor deslocamento no topo da estrutura somente para a direção X e combinação 1, enquanto o modelo sem a diagonal, obteve o maior deslocamento na mesma posição para todas as direções, combinações e modelos. Os maiores deslocamentos para cada vento, ambas para o modelo sem diagonal, foram produzidas pela combinação 2, onde seus respectivos ventos, junto das cargas permanentes, eram as variáveis principais.

Para a direção Y, é possível observar que os deslocamentos no topo da estrutura, para ambas as direções e combinações, foram maiores em qualquer um dos 9 métodos.

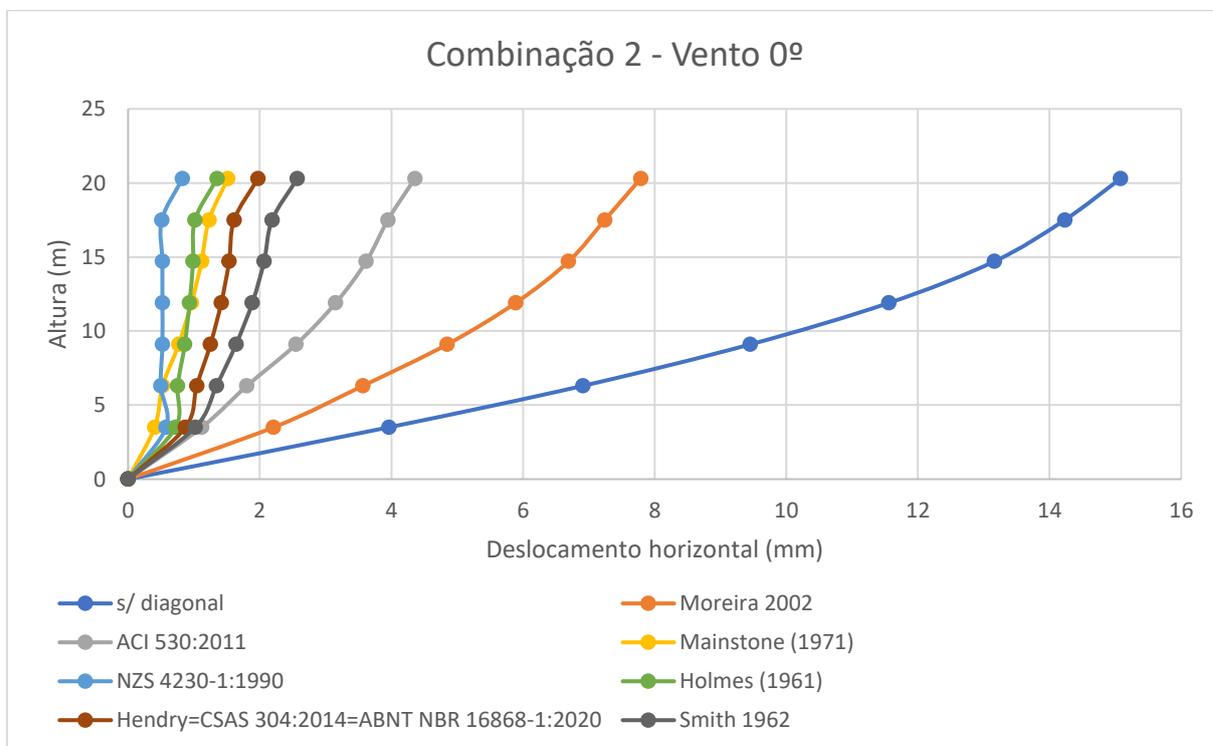
Os Gráficos 3, 4, 5 e 6 ilustram os deslocamentos representados pelas Tabelas 23 e 24. Como os métodos de Hendry (1981), CSA S304:2014 e ABNT NBR 16868-1:2020 são calculados da mesma forma e por conseguinte obtiveram mesmos resultados, foram colocados juntos nos gráficos.

Gráfico 3 - Deslocamentos horizontais na direção 0° para combinação 1.



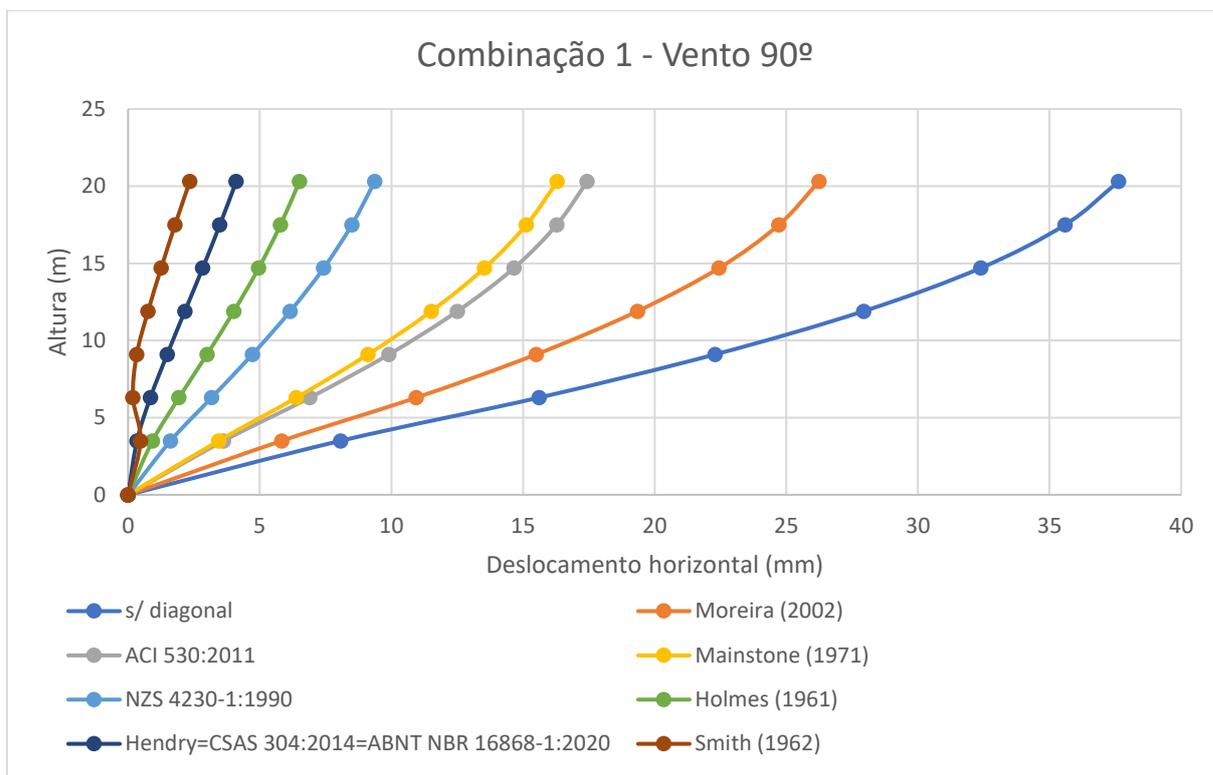
Fonte: Autoral.

Gráfico 4 - Deslocamentos horizontais na direção 0° para combinação 2.



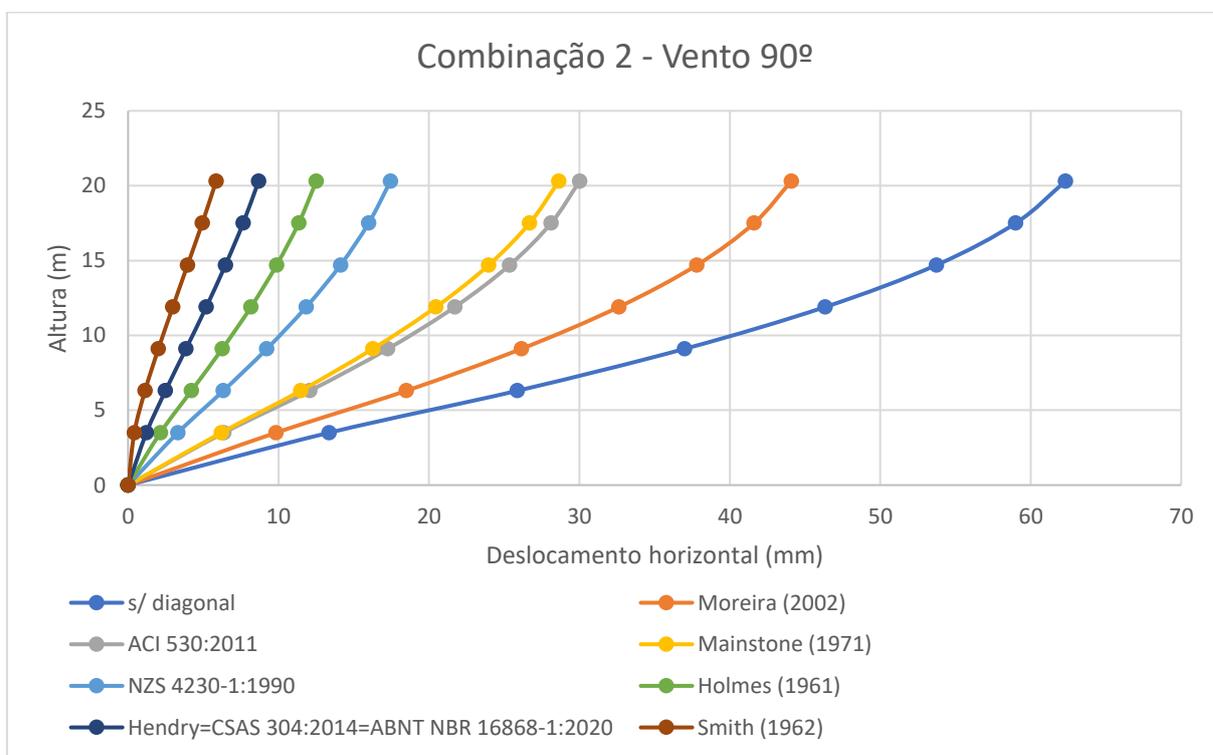
Fonte: Autoral.

Gráfico 5 - Deslocamentos horizontais na direção 90° para combinação 1.



Fonte: Autoral.

Gráfico 6 - Deslocamentos horizontais na direção 90° para combinação 2.



Fonte: Autoral.

É possível observar, para a direção X, vento 0°, combinações 1 e 2, através dos Gráficos 3 e 4, que os métodos que apresentam menores deslocamentos (Mainstone-1971 e NZS 4230-1:1990, respectivamente para cada combinação) não são os mesmos que apresentam o maior valor de  $W_k$  (largura da diagonal). Já para direção Y, vento 90°, os menores valores dos deslocamentos, para ambas as combinações, foram menores à proporção que  $W_k$  aumentava, sendo possível analisar através dos Gráficos 5 e 6.

Entre o modelo sem diagonal e o método que obteve o menor deslocamento, no topo da estrutura, para cada direção e combinação, pôde-se observar uma diminuição de:

- Direção X, combinação 1: 93,07%;
- Direção X, combinação 2: 94,53%;
- Direção Y, combinação 1: 93,77%;
- Direção Y, combinação 2: 90,61%;

#### 4.2. DESLOCAMENTOS LIMITES

##### 4.2.1. Deslocamentos produzidos nas direções X e Y

Por meio das combinações de serviços (combinação frequente), descritos anteriormente, foram analisados os deslocamentos entre os pavimentos também no topo da estrutura. Os valores limites entre pavimentos e no topo da estrutura podem ser verificados na Tabela 25.

Assim como para os valores de  $\gamma_z$  e os deslocamentos produzidos pelas combinações últimas, os resultados dos deslocamentos limites não são 100% conclusivos. Por ter apresentado tração nas barras do pórtico 1 para 2 métodos considerados, o ideal seria a realização de novas modelagens, retirando as barras tracionadas, a apresentar novos resultados. Como foi feito a comparação somente entre 2 métodos de cálculo e não podendo se prever o comportamento dos outros 7 métodos, foi considerado, para fins exemplares, a manutenção dos resultados apresentados.

Tabela 24 - Deslocamentos limites de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

<b>Deslocamentos limites (ELS)</b>				
Pavimento	Cota Z (m)	H' <sub>i</sub> (m)	Deslocamento limite entre pavimentos (cm)	Deslocamento limite permitido no topo da edificação (cm)
Térreo	0	3,5	0,412	1,19
Pav. 1	3,5	2,8	0,329	
Pav. 2	6,3	2,8	0,329	
Pav. 3	9,1	2,8	0,329	
Pav. 4	11,9	2,8	0,329	
Pav. 5	14,7	2,8	0,329	
Pav. 6	17,5	2,8	0,329	
Cobertura	20,3	2,8	0,329	

Fonte: Autoral.

Os resultados e valores limites, para cada direção e método, estão representados nas Tabelas 26 e 27.

Tabela 25 - Deslocamentos horizontais na direção X (vento 0°) para combinação de serviço.

Deslocamentos limites ELS - Vento à 0°										
	Smith (1962)		Hendry (1981)		CSA S304:2014		ABNT NBR 16868-1:2020		Holmes (1961)	
Cota Z (m)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)								
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3,5	0,004	0,004	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,009	0,009
6,3	0,007	0,003	0,011	0,005	0,011	0,005	0,011	0,005	0,016	0,006
9,1	0,009	0,002	0,015	0,004	0,015	0,004	0,015	0,004	0,021	0,006
11,9	0,011	0,002	0,018	0,003	0,018	0,003	0,018	0,003	0,026	0,005
14,7	0,013	0,002	0,021	0,003	0,021	0,003	0,021	0,003	0,029	0,004
17,5	0,014	0,001	0,023	0,002	0,023	0,002	0,023	0,002	0,032	0,003
20,3	0,015	0,001	0,024	0,001	0,024	0,001	0,024	0,001	0,034	0,002
	NZS 4230-1:1990		Mainstone (1971)		ACI 530:2011		Moreira (2002)		s/ diagonal	
Cota Z (m)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)								
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,5	0,011	0,011	0,019	0,019	0,027	0,027	0,036	0,036	0,053	0,053
6,3	0,019	0,008	0,031	0,013	0,046	0,019	0,059	0,023	0,088	0,034
9,1	0,026	0,007	0,042	0,011	0,062	0,016	0,078	0,019	0,117	0,029
11,9	0,032	0,006	0,051	0,009	0,076	0,013	0,094	0,016	0,140	0,024
14,7	0,036	0,004	0,058	0,007	0,086	0,010	0,107	0,012	0,158	0,018
17,5	0,039	0,003	0,062	0,005	0,093	0,007	0,115	0,008	0,171	0,012
20,3	0,041	0,002	0,065	0,003	0,097	0,004	0,120	0,004	0,177	0,006

Fonte: Autoral.

Tabela 26 - Deslocamentos horizontais na direção Y (vento 90°) para combinação de serviço.

Deslocamentos limites ELS - Vento à 90°										
	Smith (1962)		Hendry (1981)		CSA S304:2014		ABNT NBR 16868-1:2020		Holmes (1961)	
Cota Z (m)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)
0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
3,5	0,025	0,025	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,054	0,054
6,3	0,046	0,022	0,071	0,032	0,071	0,032	0,071	0,032	0,099	0,045
9,1	0,069	0,022	0,110	0,040	0,110	0,040	0,110	0,040	0,140	0,042
11,9	0,090	0,022	0,130	0,020	0,130	0,020	0,130	0,020	0,178	0,038
14,7	0,111	0,020	0,156	0,026	0,156	0,026	0,156	0,026	0,210	0,032
17,5	0,129	0,018	0,177	0,022	0,177	0,022	0,177	0,022	0,237	0,026
20,3	0,145	0,016	0,195	0,018	0,195	0,018	0,195	0,018	0,256	0,020
	NZS 4230-1:1990		Mainstone (1971)		ACI 530:2011		Moreira (2002)		s/ diagonal	
Cota Z (m)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi}$ (cm)	$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ (cm)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,5	0,065	0,065	0,094	0,094	0,112	0,112	0,148	0,148	0,176	0,176
6,3	0,117	0,052	0,167	0,072	0,200	0,088	0,260	0,112	0,311	0,135
9,1	0,165	0,048	0,232	0,065	0,279	0,078	0,358	0,098	0,430	0,119
11,9	0,208	0,043	0,288	0,057	0,346	0,068	0,442	0,084	0,592	0,163
14,7	0,244	0,036	0,335	0,047	0,401	0,055	0,509	0,067	0,609	0,017
17,5	0,273	0,029	0,371	0,036	0,443	0,042	0,559	0,050	0,667	0,058
20,3	0,294	0,021	0,395	0,025	0,471	0,028	0,591	0,032	0,704	0,036

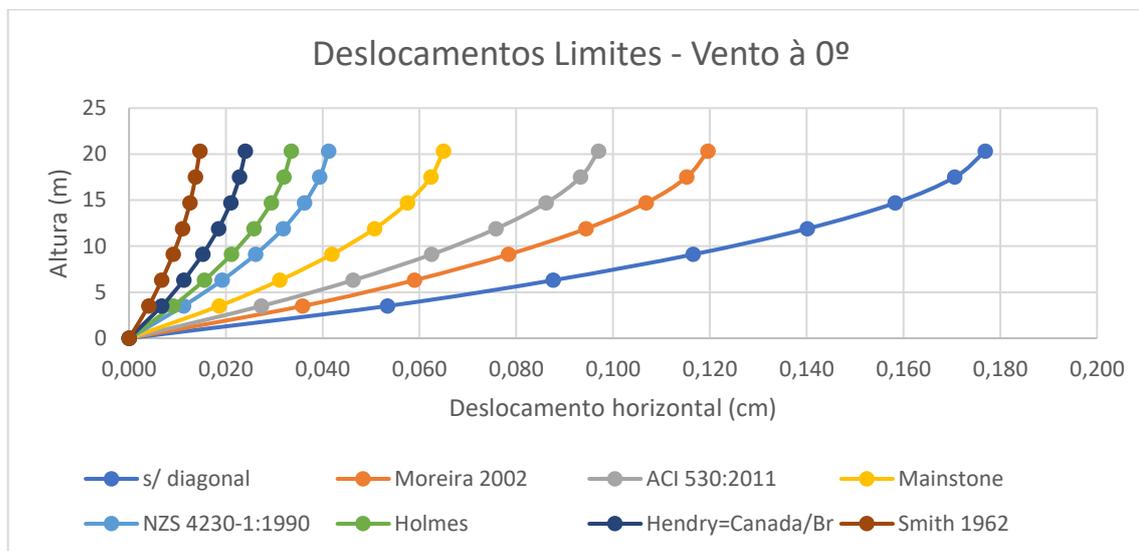
Fonte: Autoral.

Pode-se observar que, para a direção Y, devido a estrutura possuir menor quantidade de pórticos participando do contraventamento, os deslocamentos entre pavimentos assim como o deslocamento no topo da estrutura foram maiores que na direção X. Por conseguinte, foi possível analisar, para direção X e Y, uma diferença de aproximadamente 91,74% e 79,44% entre os maiores valores de deslocamento, respectivamente.

Relacionando as tabelas 26 e 27 com a tabela 25, referente aos deslocamentos limites impostos pela ABNT NBR 6116:2014, foi possível afirmar que todos os métodos, para todos os pavimentos, obtiveram deslocamentos menores que o máximo.

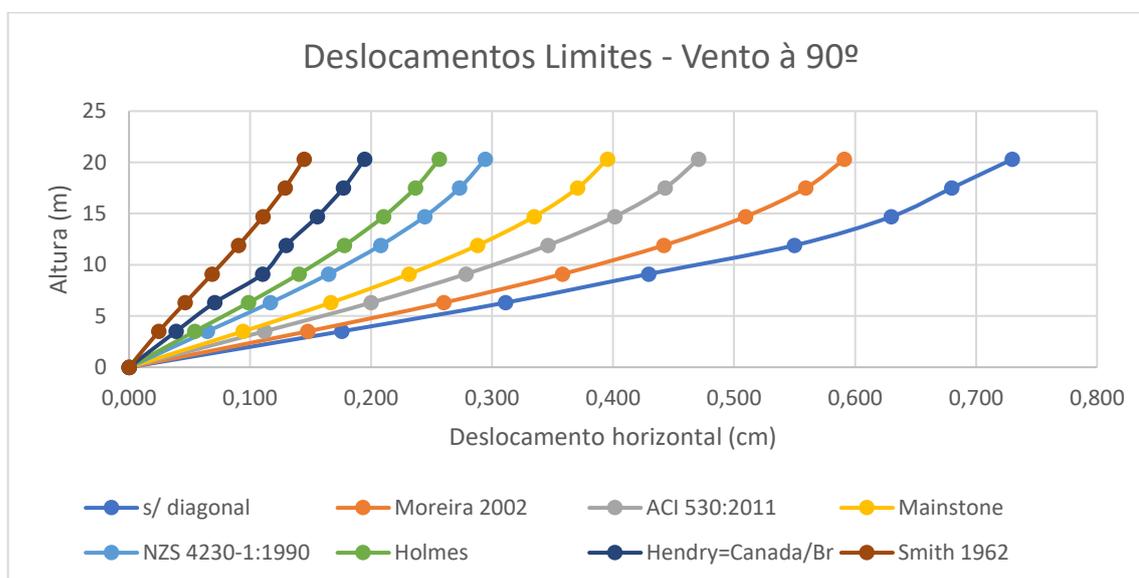
Através dos gráficos 7 e 8, é possível observar melhor os deslocamentos horizontais para cada método e direção em função da altura da edificação.

Gráfico 7 - Deslocamentos horizontais provocados pela combinação de serviço na direção X (vento 0°).



Fonte: Autoral.

Gráfico 8 - Deslocamentos horizontais provocados pela combinação de serviço na direção Y (vento 90°).



Fonte: Autoral.

### 4.3. ESFORÇOS SOLICITANTES

Para análise dos esforços solicitantes nos pórticos, foi feita uma comparação entre o modelo de referência (sem a diagonal equivalente) e o modelo da ABNT NBR 16868-1:202, para ambas as direções (vento 0° e vento 90°). Os diagramas de esforço

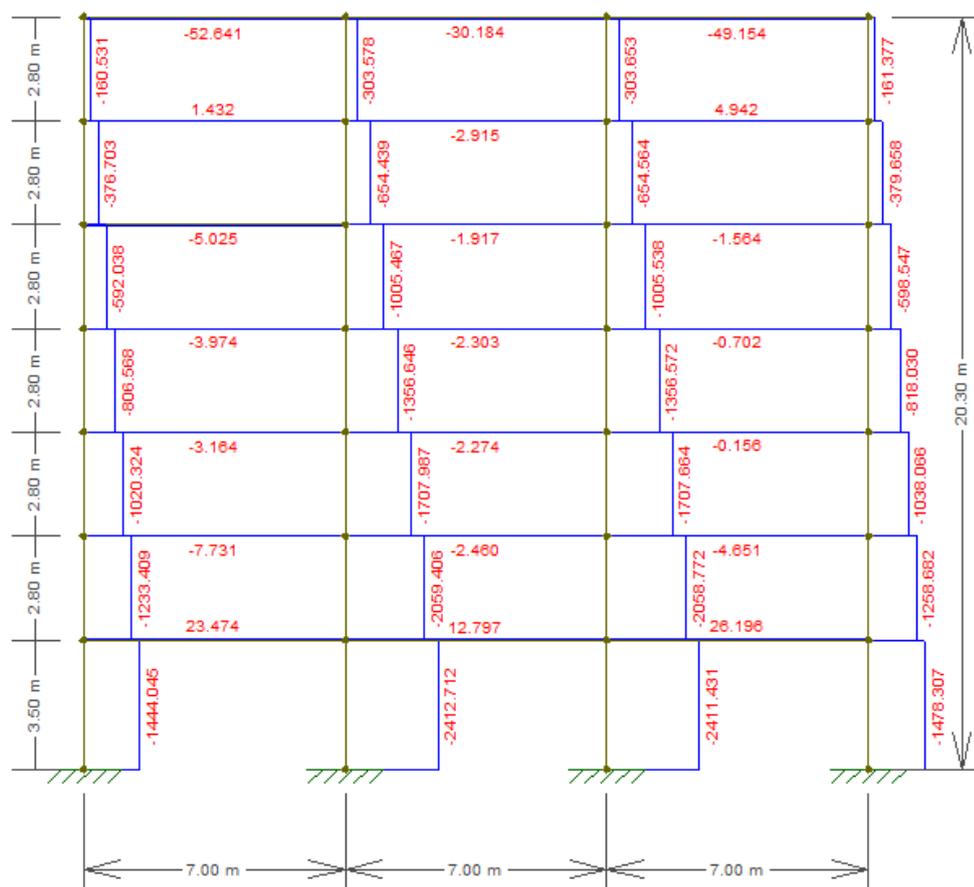
normal, cortante e momento fletor foram gerados a partir das combinações últimas para cada direção.

### 4.3.1. Esforço normal

As Figuras 25, 26 e 27 representam o modelo de referência, enquanto as Figuras 28, 29 e 30 representam os resultados do modelo proposto pela ABNT NBR 16868-1:2020.

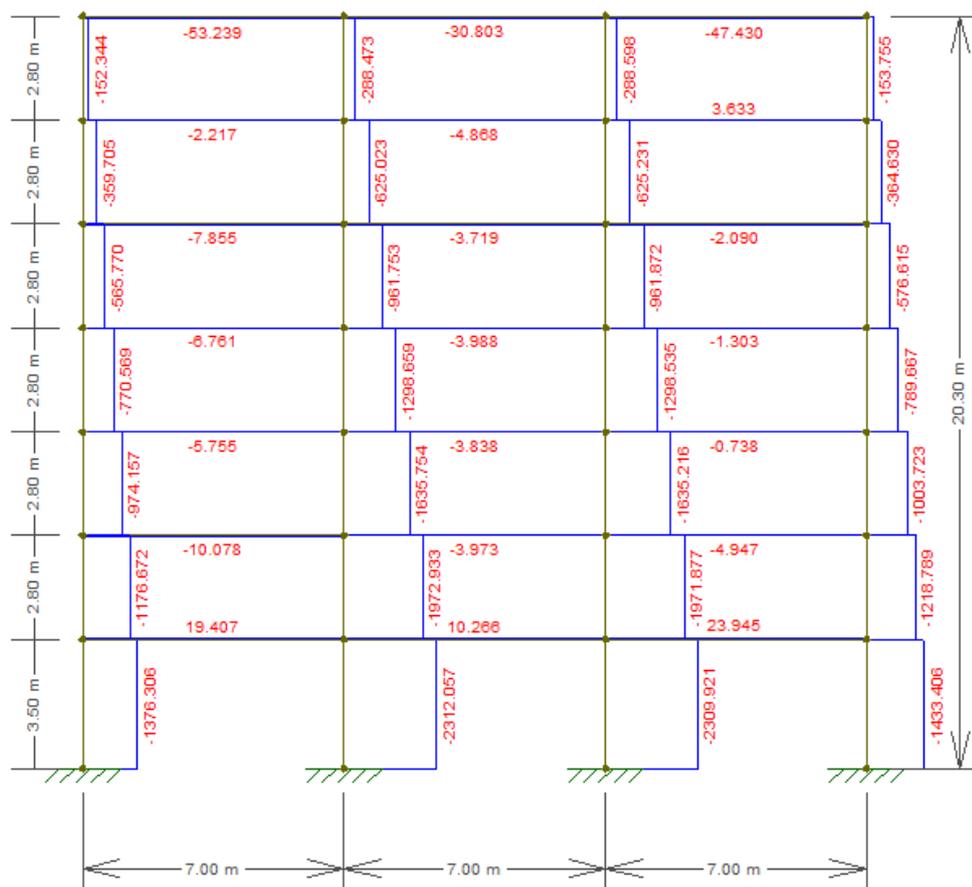
Era previsto, durante a pré-modelagem e antes da obtenção dos resultados, que as barras diagonais não estivessem sujeitas a tração, somente a compressão. Porém, de acordo com as Figuras 28 e 29, ambas no pórtico 1, foi possível observar a atuação de forças de tração. Para resultados mais conclusivos, o ideal seria remodelar a estrutura, retirando as barras tracionadas, e gerar novos resultados. Por se tratar de uma comparação somente entre 2 modelos (podendo não prever os resultados dos outros 7 métodos), para fim de exemplo, foi considerado relevar, não obtendo resultados 100% confiáveis.

Figura 25 - Esforço normal (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 1.



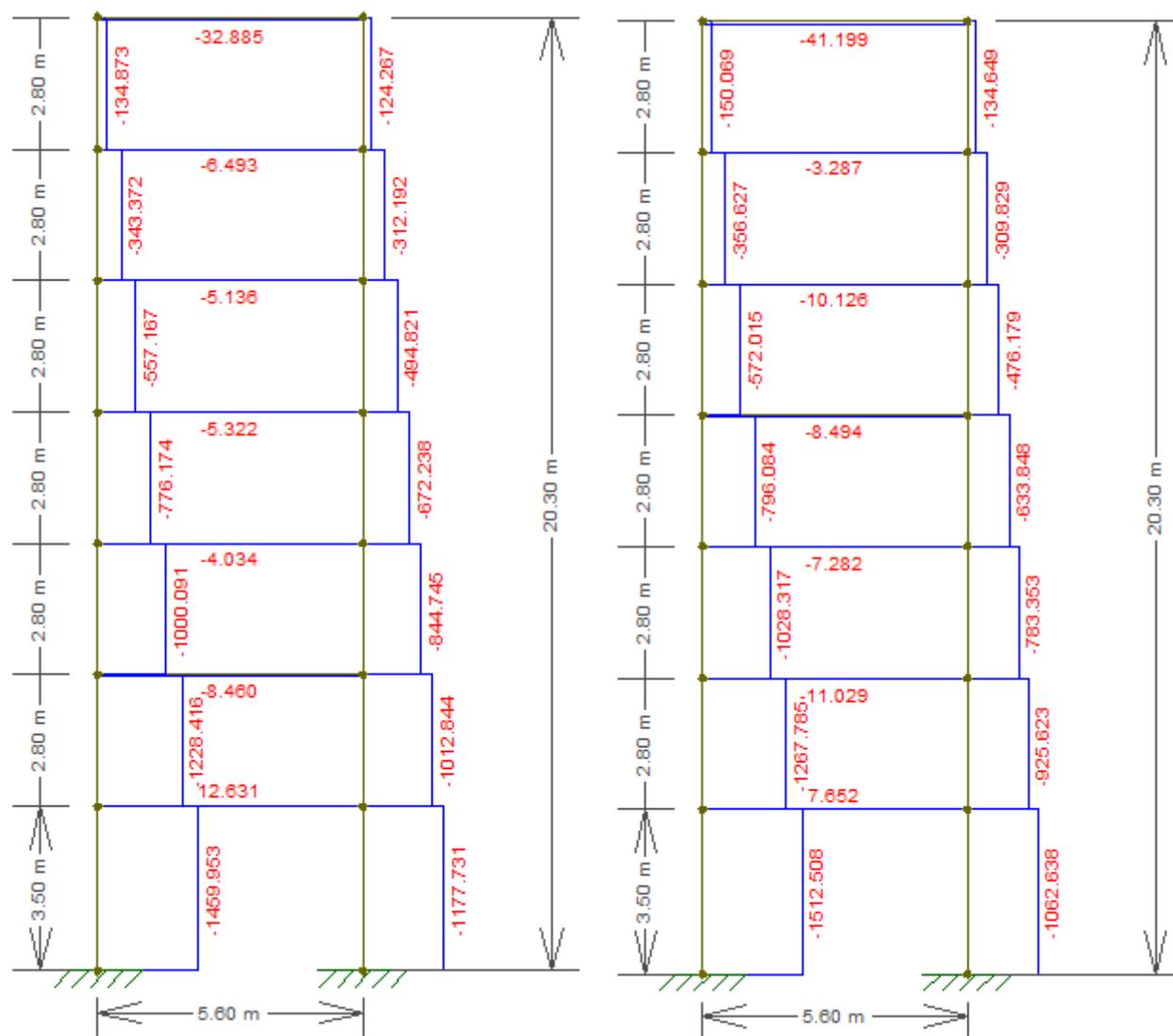
Fonte: Aural.

Figura 26 - Esforço normal (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 2.



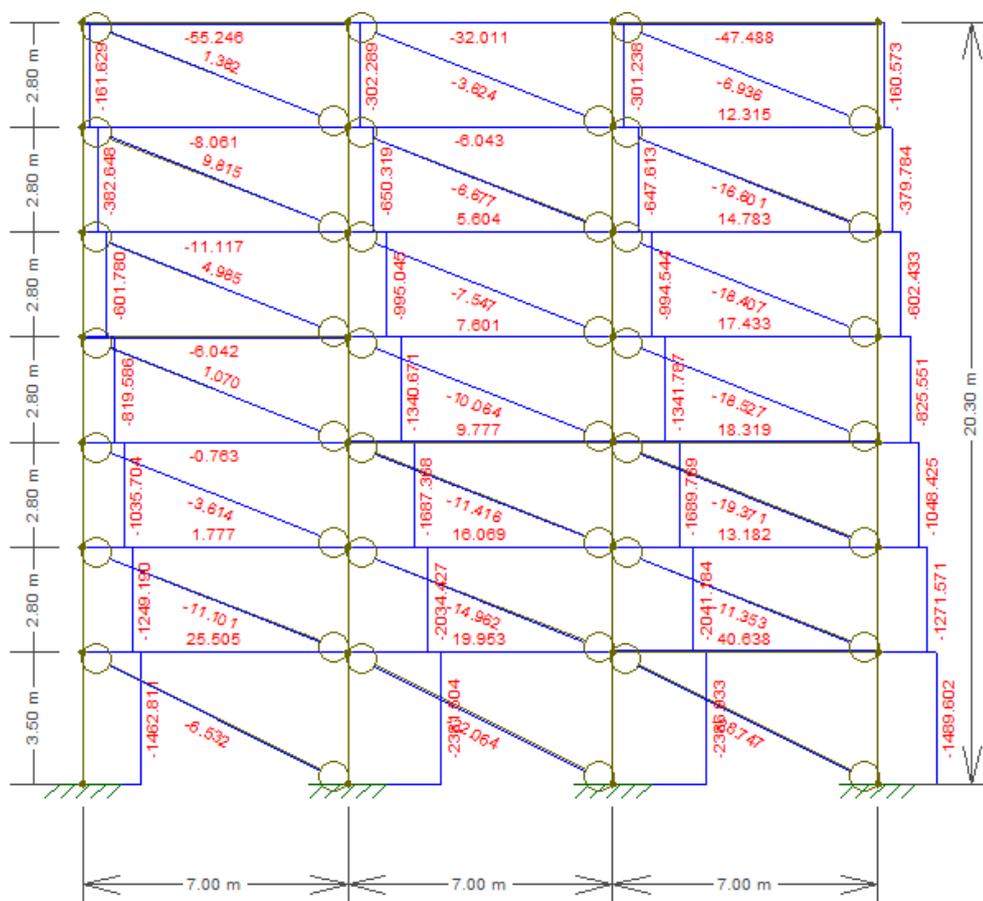
Fonte: Aural.

Figura 27 - Esforços normais (kN) no pórtico 9 (vento 90°) para modelo referência e combinação 1 e 2, respectivamente.



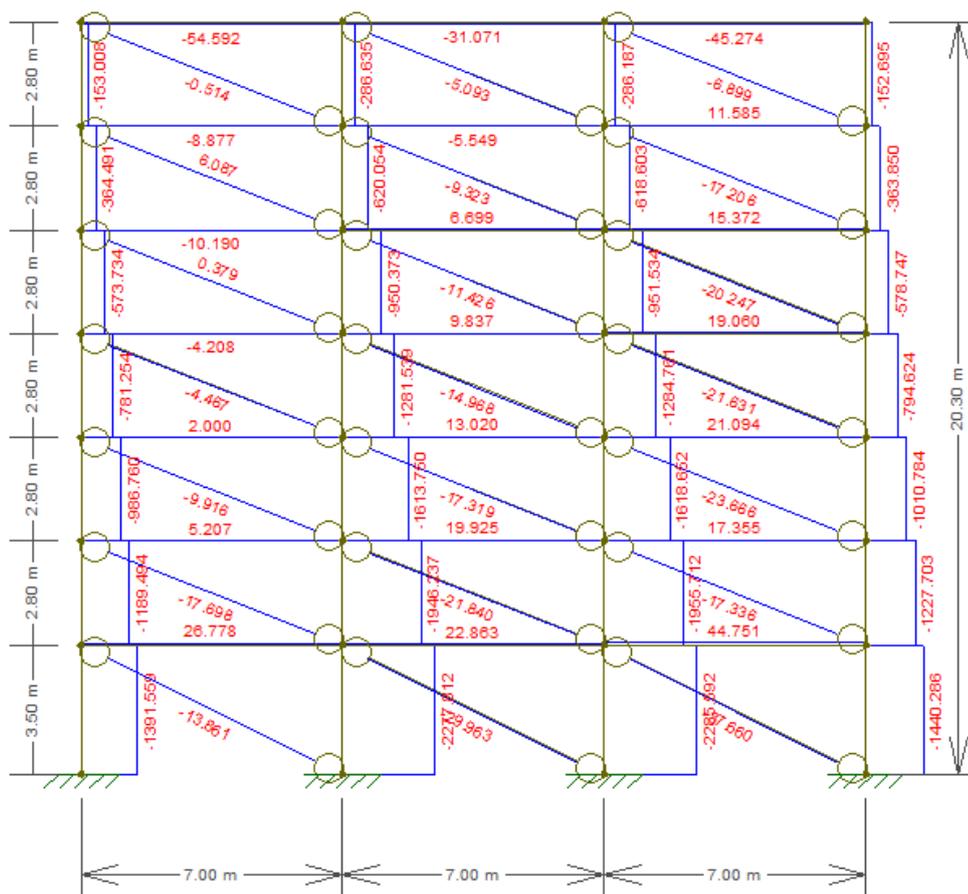
Fonte: Autoral.

Figura 28 - Esforço normal (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 1.



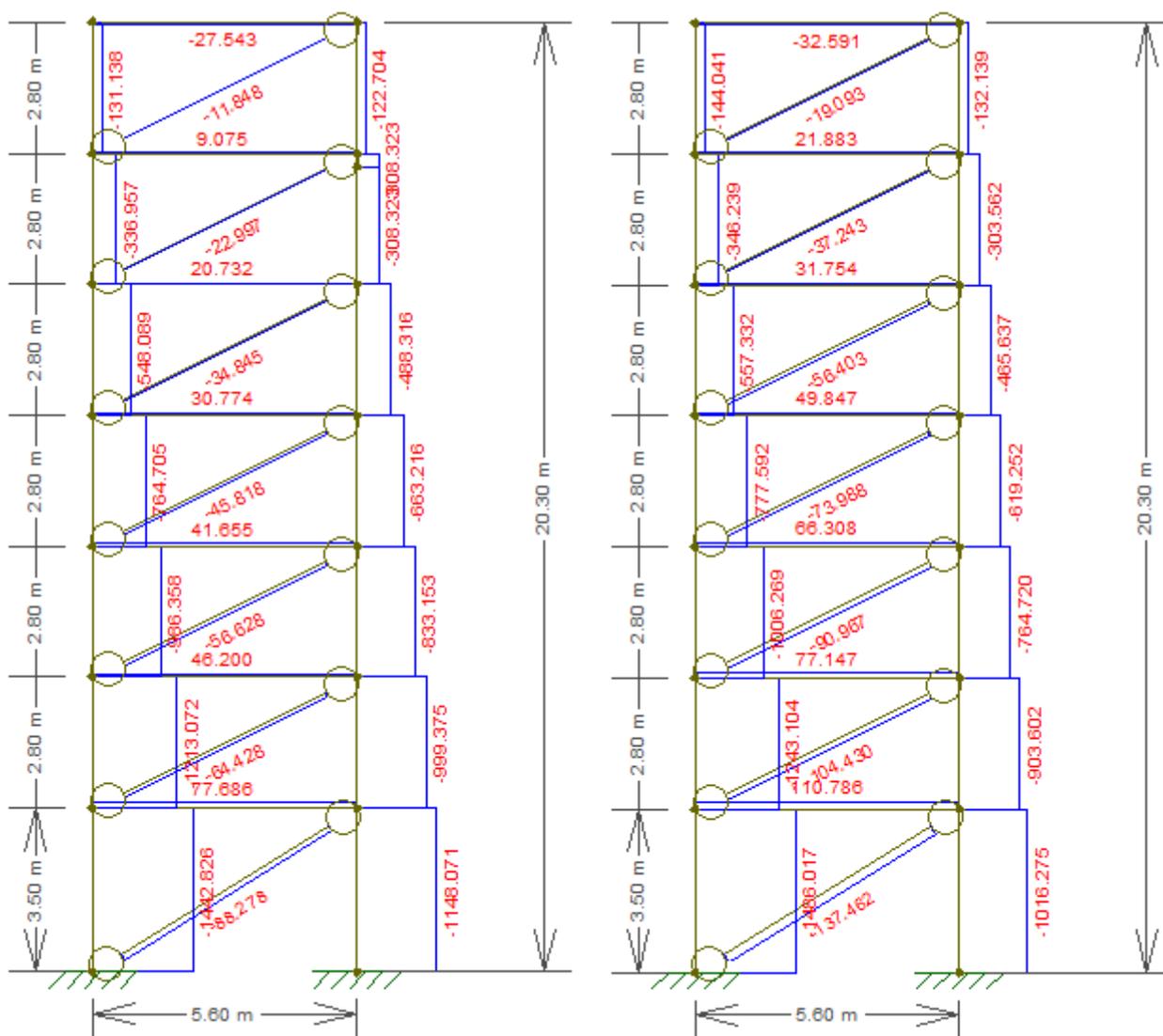
Fonte: Aural.

Figura 29 - Esforço normal (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 2.



Fonte: Autoral.

Figura 30 - Esforços normais (kN) no pórtico 9 (vento 90°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 1 e 2, respectivamente.



Fonte: Autoral.

É possível observar na Tabela 28, representando os pilares de extremidade e de centro, que, para a direção X (vento 0°), houve um acréscimo de esforço normal de até 1,02% quando comparadas as combinações e, para a direção Y (vento 90°), quando comparadas combinações 1 e 2, um pequeno decréscimo de, aproximadamente, 4,02%.

Para os pilares de centro, representados também na Tabela 28, somente para direção X (pois para direção Y não possui pilares centrais), houve uma redução de esforços em todas as alturas, atingindo uma variação de 1,14%.

Resumindo, as variações de valores para os esforços normais não são muito significativas se comparadas as variações ocorridas nos esforços cortantes e fletores,

contudo, são substanciais, pois quando se trata de estruturas, quanto menor os valores encontrados, menor os riscos de problemas.

Todos os pilares, seja de extremidade ou de centro, sofrem compressão, devido aos carregamentos atuantes, não havendo alteração para tração.

Tabela 27 - Variação dos esforços normais para os pilares de extremidade e centro, respectivamente.

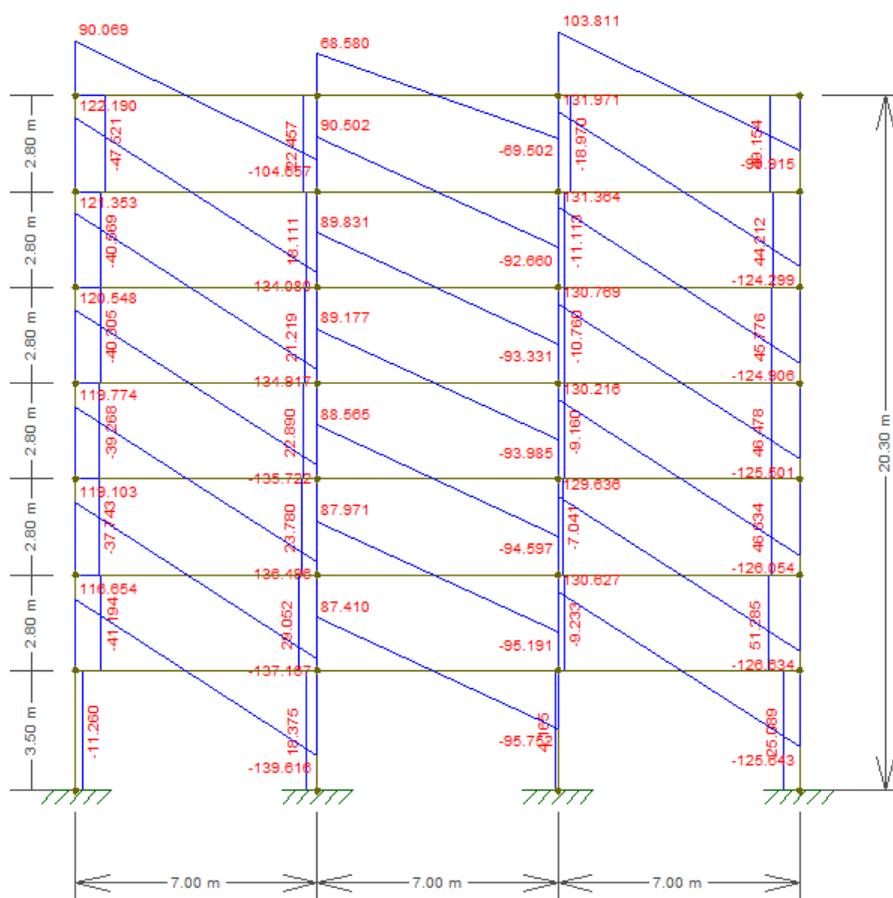
<b>Variação dos esforços para os pilares de extremidade e centro, respectivamente</b>				
	Altura (m)	Normal (kN) na direção X	Normal (kN) na direção Y	Normal (kN) na direção X
<b>Modelo referência (comb. 1) - Modelo norma (comb. 1)</b>	0	0,76%	-1,17%	-1,07%
	3,5	0,76%	-1,17%	-1,07%
	6,3	1,02%	-1,25%	-0,88%
	9,1	1,00%	-1,37%	-1,07%
	11,9	0,92%	-1,48%	-1,10%
	14,7	0,65%	-1,63%	-1,04%
	17,5	0,79%	-1,87%	-0,65%
	20,3	0,19%	-2,77%	-0,45%
<b>Modelo referência (comb. 2) - Modelo norma (comb. 2)</b>	0	0,48%	-1,75%	-1,14%
	3,5	0,48%	-1,75%	-1,14%
	6,3	0,73%	-1,95%	-0,87%
	9,1	0,70%	-2,14%	-0,98%
	11,9	0,63%	-2,32%	-1,07%
	14,7	0,37%	-2,57%	-1,07%
	17,5	-0,04%	-2,91%	-0,83%
	20,3	-0,49%	-4,02%	-0,68%

Fonte: Autoral.

#### 4.3.2. Esforço cortante

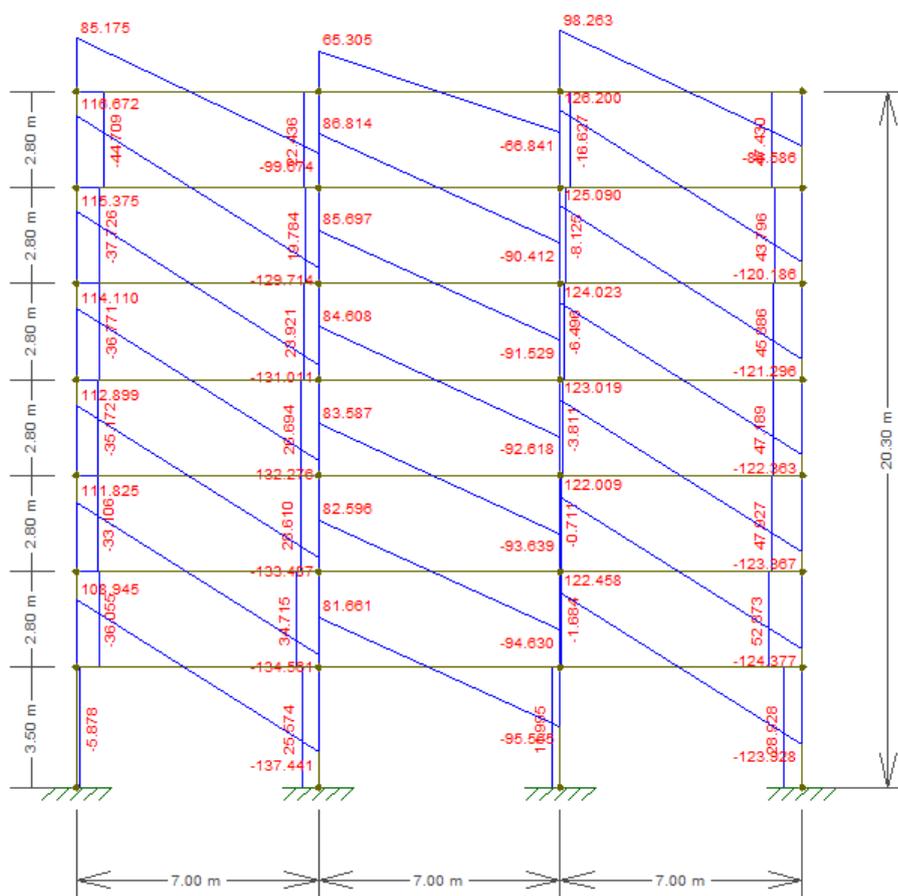
As Figuras 31, 32 e 33 representam o modelo de referência, enquanto as Figuras 34, 35 e 36 representam os resultados do modelo proposto pela ABNT NBR 16868-1:2020.

Figura 31 - Esforços cortantes (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 1.



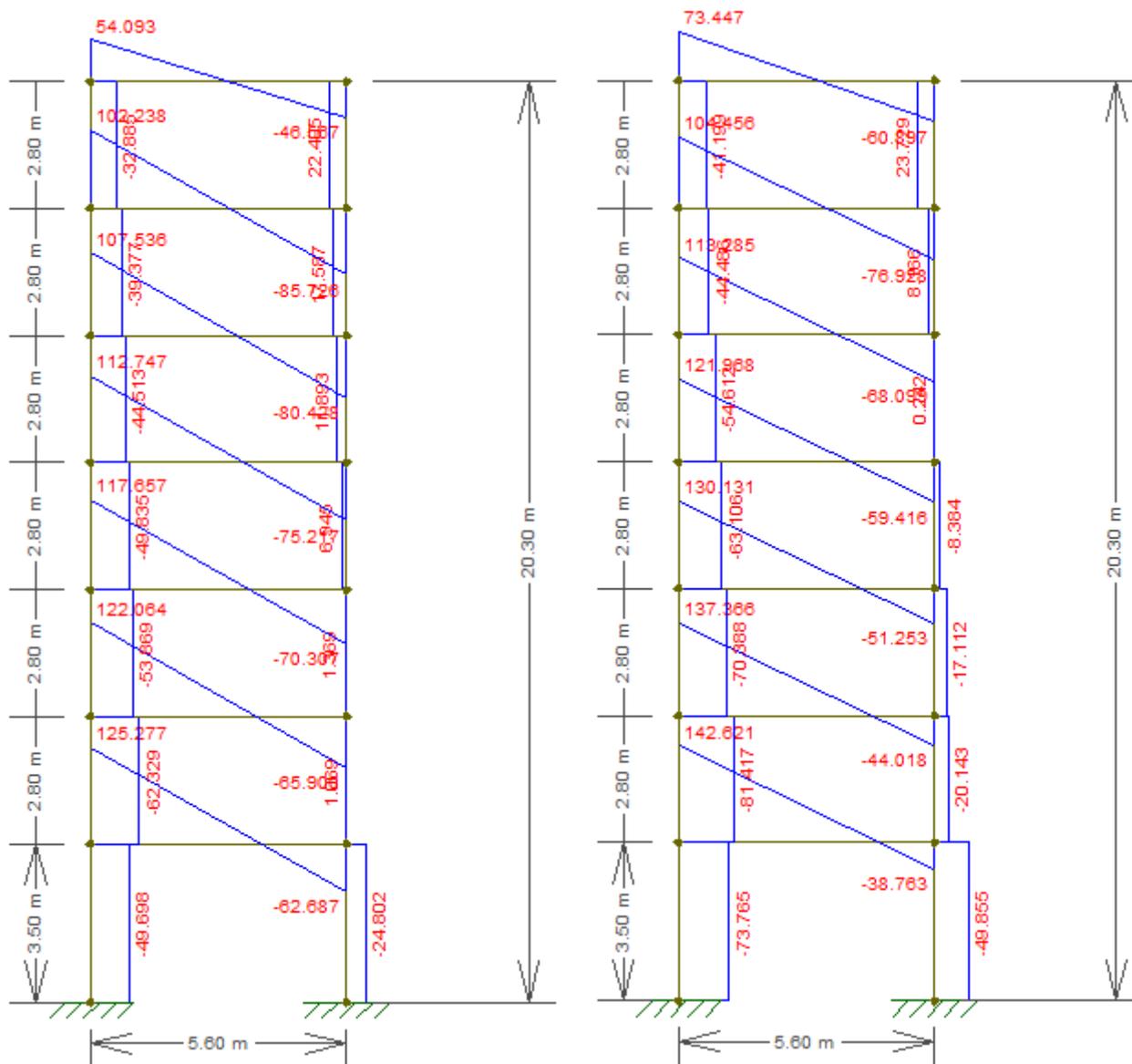
Fonte: Autoral.

Figura 32 - Esforços cortantes (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 2.



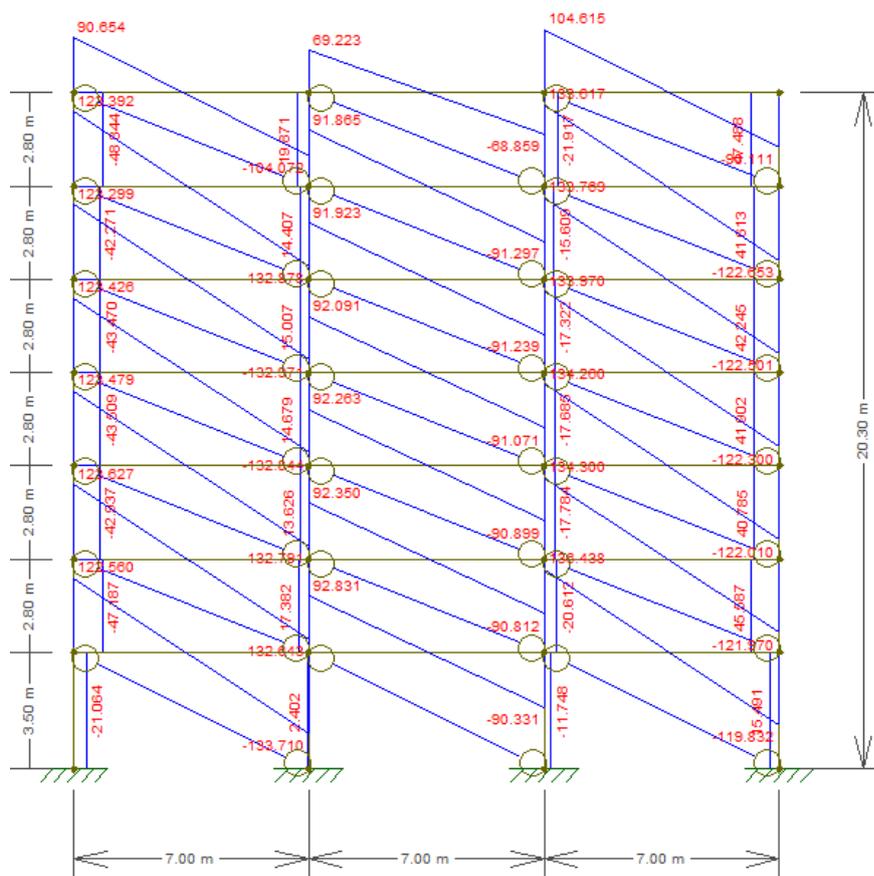
Fonte: Autoral.

Figura 33 - Esforços cortantes (kN) no pórtico 9 (vento 90°) para modelo referência e combinação 1 e 2, respectivamente.



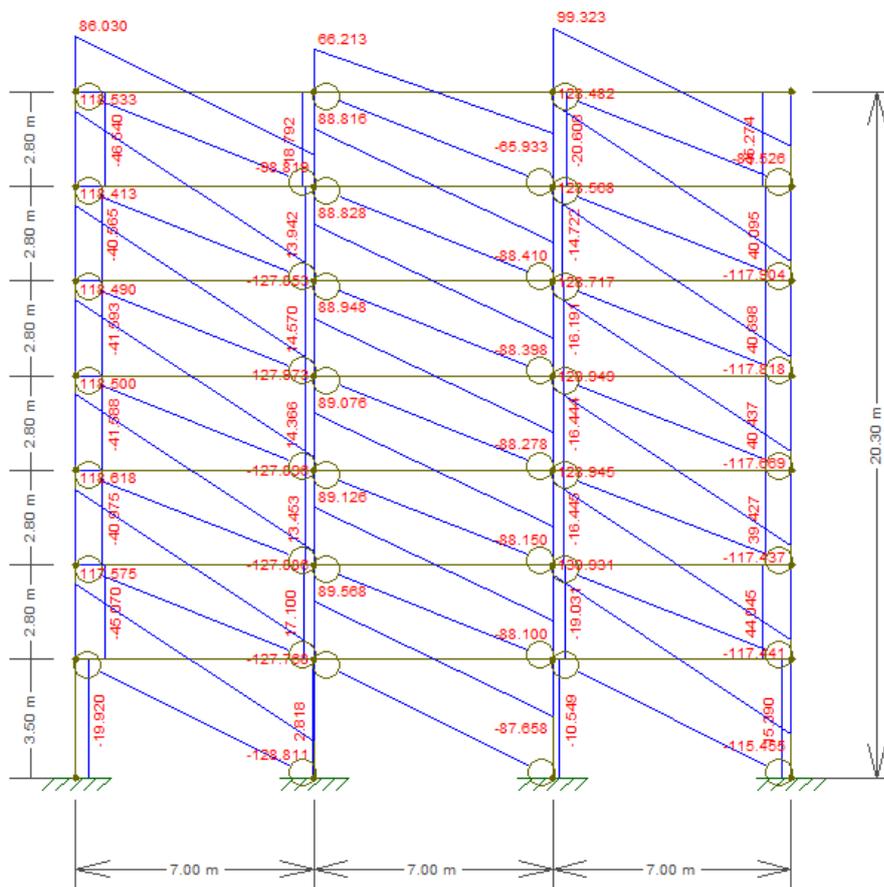
Fonte: Autoral.

Figura 34 - Esforços cortantes (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 1.



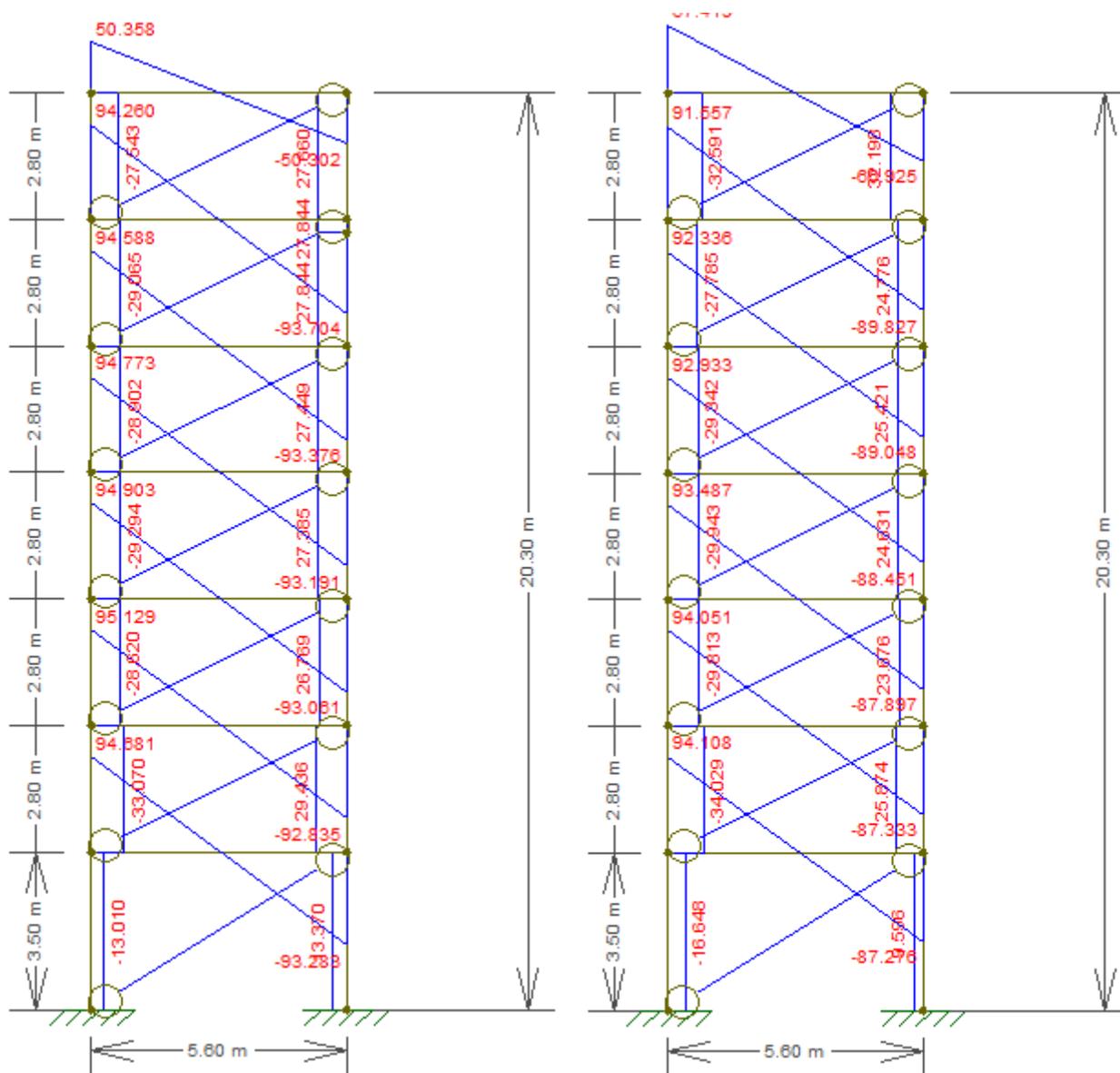
Fonte: Autoral.

Figura 35 - Esforços cortantes (kN) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 2.



Fonte: Autoral.

Figura 36 - Esforços cortantes (kN) no pórtico 9 (vento 90°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 1 e 2, respectivamente.



Fonte: Autoral.

Por meio da Tabela 29, pode-se observar que, para a direção X (vento 0°), houve uma diminuição de até 31,14% no esforço cortante atuante nos pilares de extremidade da estrutura e, para a direção Y (vento 90°), há uma variação maior que para direção X, atingindo até 77% de decréscimo.

Para os pilares de centro, representados também na Tabela 29, somente para direção X, há um decréscimo de 58,75%.

Tabela 28 - Variação dos esforços cortantes para os pilares de extremidade e centro, respectivamente.

<b>Variação dos esforços para os pilares de extremidade e centro, respectivamente</b>				
	Altura	Cortante (kN) na direção X	Cortante (kN) na direção Y	Cortante (kN) na direção X
<b>Modelo referência (comb. 1) - Modelo norma (comb. 1)</b>	0	-16,04%	-73,10%	-36,07%
	3,5	-7,99%	-46,46%	-29,05%
	6,3	-7,99%	-46,46%	-29,05%
	9,1	-6,70%	-45,65%	-25,21%
	11,9	-6,39%	-40,86%	-22,30%
	14,7	-5,04%	-34,70%	-18,37%
	17,5	-0,63%	-26,19%	-2,44%
	20,3	-0,63%	-15,89%	-2,44%
<b>Modelo referência (comb. 2) - Modelo norma (comb. 2)</b>	0	-31,14%	-77,43%	-58,75%
	3,5	-14,75%	-58,20%	-45,18%
	6,3	-14,75%	-58,20%	-45,18%
	9,1	-9,05%	-57,46%	-42,52%
	11,9	-7,62%	-52,55%	-38,40%
	14,7	-5,00%	-46,27%	-32,31%
	17,5	-1,88%	-26,74%	-8,15%
	20,3	-1,88%	-20,89%	-8,15%

Fonte: Autoral.

Em relação a distribuição dos valores de cortantes entre os trechos dos pilares, foi possível analisar que, para as combinações a  $0^\circ$ , mais precisamente os pilares de extremidade, há uma alternância de valores e sinais. Enquanto o pilar P1 há um acréscimo de valores, o pilar P4, um decréscimo. Já para os pilares centrais, também há uma variação entre eles. Todos os pilares possuem uma distribuição linear entre os trechos.

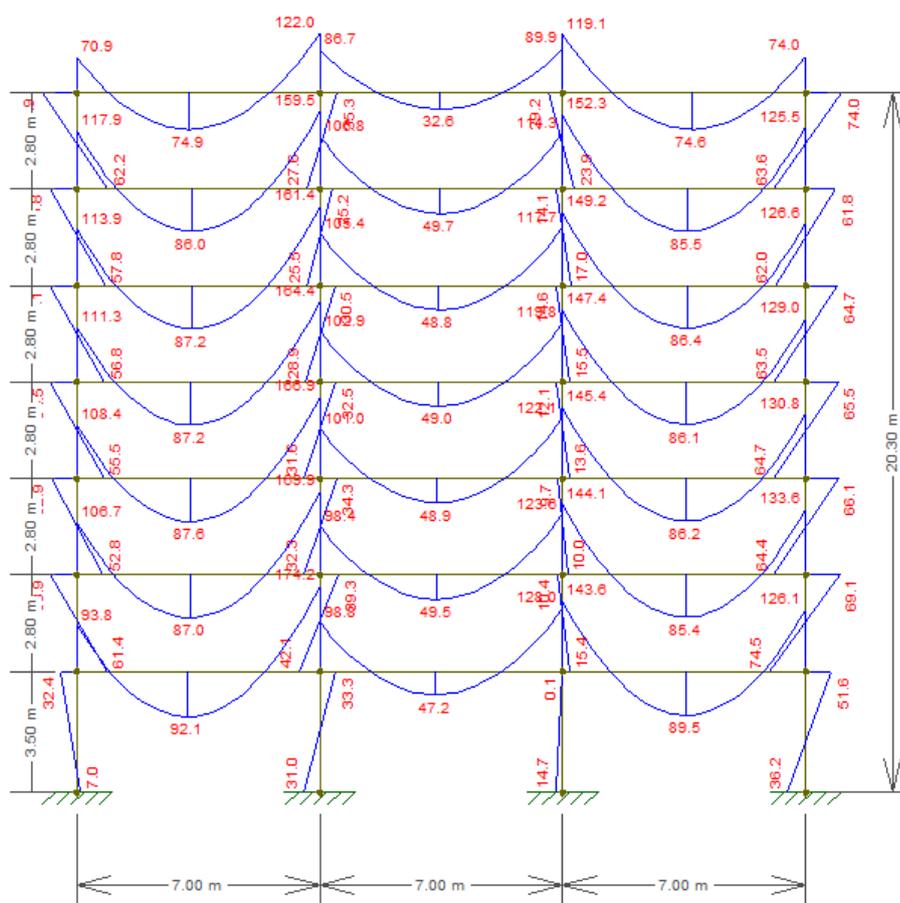
Analisando os pilares P1 e P7 para o vento a  $90^\circ$ , modelo referência e da norma ABNT NBR 16868-1:2020, é possível observar, no decorrer dos pavimentos, uma redução de valores e um aumento, respectivamente.

Essas variações são importantes ser analisadas a fim de evitar possíveis erros de dimensionamento de armaduras, podendo aumentar ou diminuir, por exemplo, o espaçamento dos estribos, tendo em vista sempre a segurança da estrutura.

### 4.3.3. Momento fletor

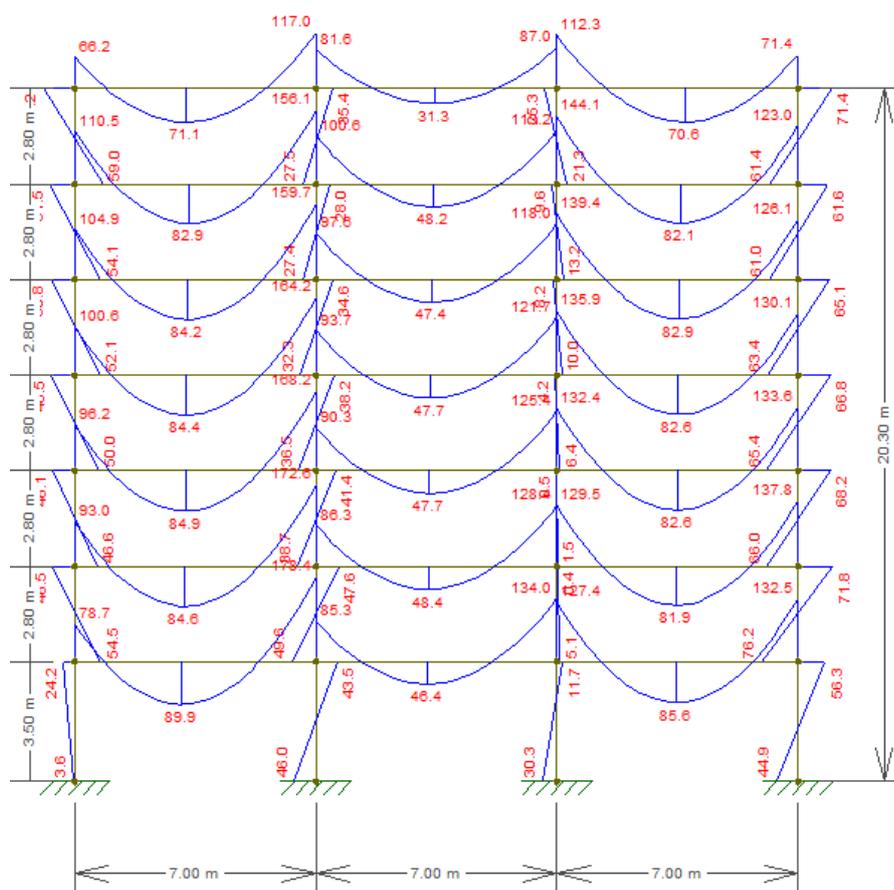
As Figuras 37, 38 e 39 representam o modelo de referência, enquanto as Figuras 40, 41 e 42 representam os resultados do modelo proposto pela ABNT NBR 16868-1:2020.

Figura 37 - Momentos fletores (kN.m) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 1.



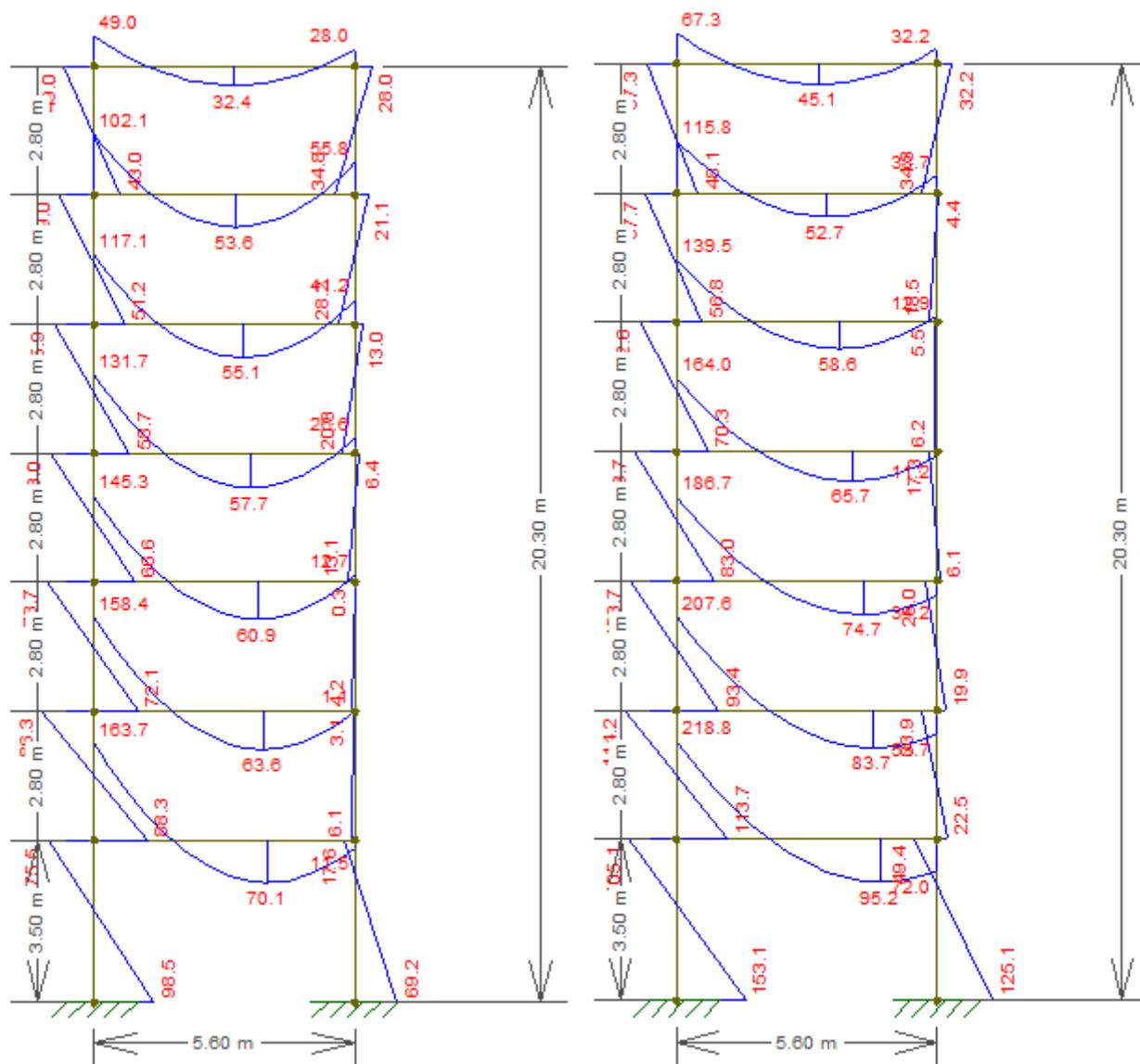
Fonte: Autoral.

Figura 38 - Momentos fletores (kN.m) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo referência e combinação 2.



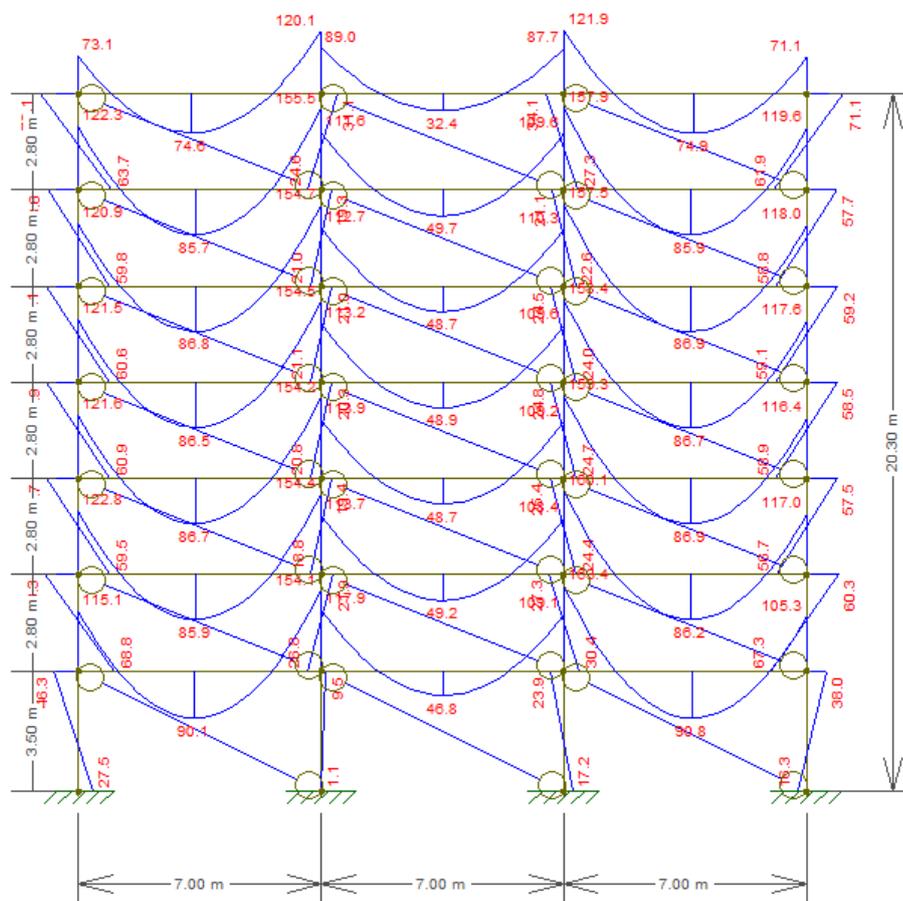
Fonte: Autoral.

Figura 39 - Momentos fletores (kN.m) no pórtico 9 (vento 90°) para modelo referência e combinação 1 e 2, respectivamente.



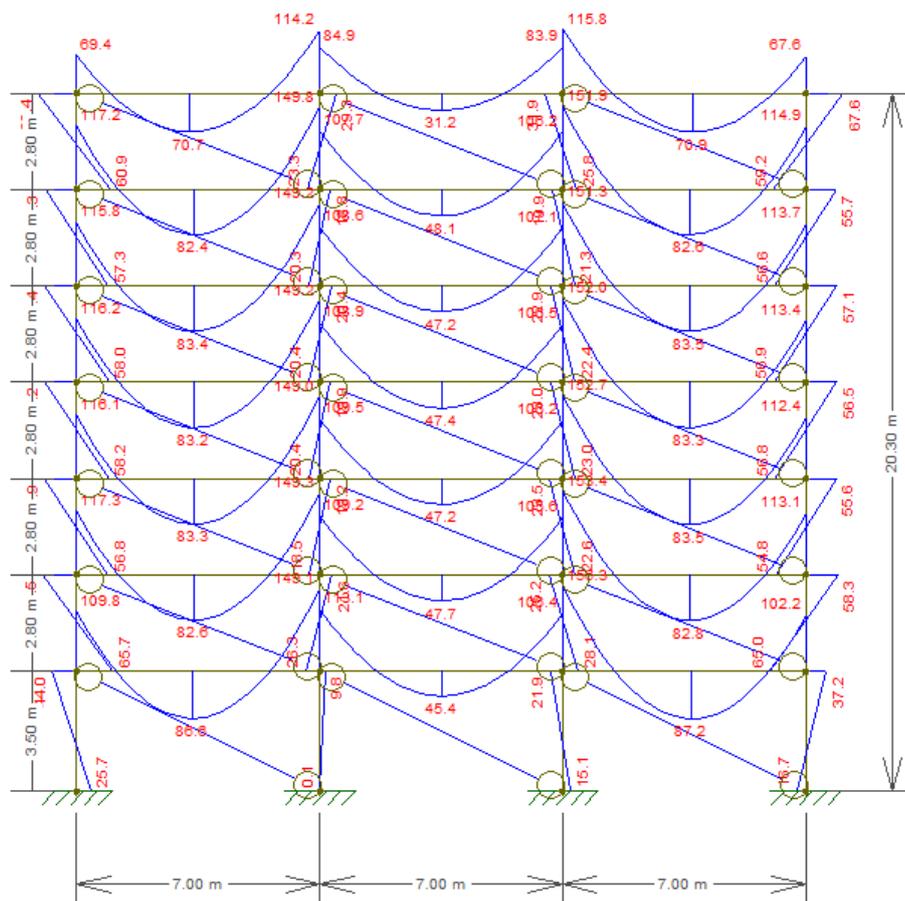
Fonte: Autoral.

Figura 40 - Momentos fletores (kN.m) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 1.



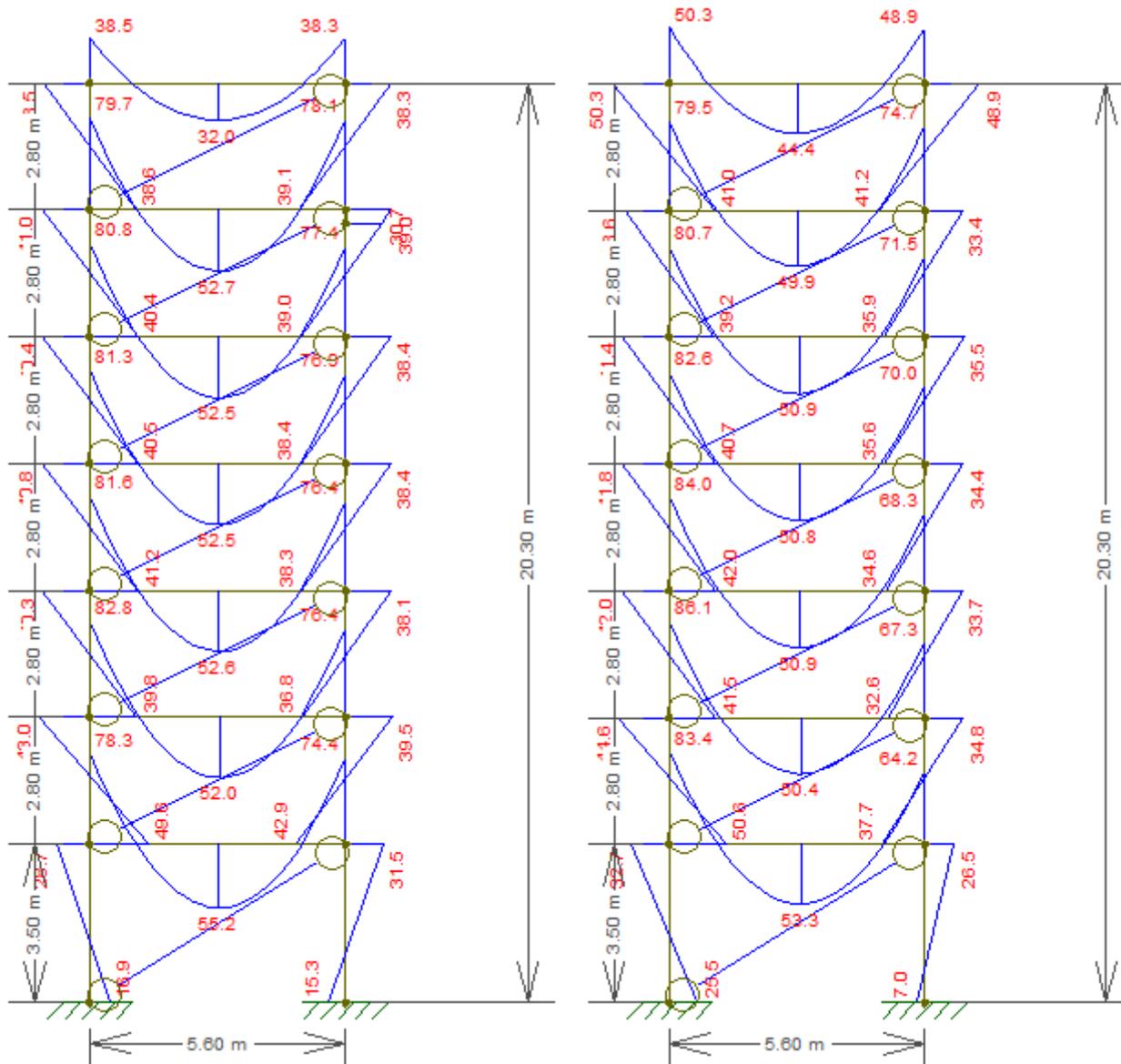
Fonte: Autorial.

Figura 41 - Momentos fletores (kN.m) nos pórticos 1, 2 e 3 (vento 0°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 2.



Fonte: Aural.

Figura 42 - Momentos fletores (kN.m) no pórtico 9 (vento 90°) para modelo da norma ABNT NBR 16868-1:2020 e combinação 1 e 2, respectivamente.



Fonte: Autoral.

Para os pilares de extremidade, representados pela Tabela 30, é possível analisar que, para a direção X (vento 0°), houve uma diminuição de até 42,76% no momento fletor atuante e, para a direção Y (vento 90°), um decréscimo de aproximadamente 84% para combinação 2.

Para os pilares de centro, também para combinação 2, o valor do momento fletor atuante, do modelo de referência para o modelo da norma, há uma variação para menos de 67,17%, representados também na Tabela 30.

Tabela 29 - Variação dos momentos fletores para os pilares de extremidade e centro, respectivamente.

<b>Variação dos esforços para os pilares de extremidade e centro, respectivamente</b>				
	Altura (m)	Mom. fletor (kN.m) na direção X	Mom. Fletor (kN.m) na direção Y	Mom. fletor (kN.m) na direção X
<b>Modelo referência (comb. 1) - Modelo norma (comb. 1)</b>	0	-24,03%	-82,84%	-44,52%
	3,5	-7,65%	-43,83%	-27,79%
	6,3	-8,39%	-50,17%	-30,53%
	9,1	-5,87%	-47,65%	-25,95%
	11,9	-7,02%	-44,11%	-23,69%
	14,7	-5,56%	-38,69%	-19,67%
	17,5	0,16%	-30,51%	-1,09%
	20,3	3,10%	-21,43%	-3,40%
<b>Modelo referência (comb. 2) - Modelo norma (comb. 2)</b>	0	-42,76%	-83,34%	-67,17%
	3,5	-13,78%	-51,86%	-43,23%
	6,3	-15,74%	-60,95%	-47,06%
	9,1	-14,66%	-59,50%	-43,24%
	11,9	-12,87%	-55,39%	-39,79%
	14,7	-10,29%	-49,88%	-33,82%
	17,5	-1,14%	-39,14%	-7,86%
	20,3	-2,80%	-25,26%	-9,89%

Fonte: Autoral.

Por meio da distribuição dos momentos nos trechos dos pilares, é possível observar, na direção do vento a 0°, para os pilares de extremidade P1 e P4 respectivamente, um acréscimo de valores e um decréscimo, à medida que altera os pavimentos. Já para os pilares centrais P2 e P3, há, respectivamente, um decréscimo e um acréscimo na magnitude dos valores. Vale ressaltar uma alternância de acréscimo e decréscimo entre os 4 pilares da mesma fiada.

Na direção Y, para vento a 90°, o pilar P1, em cada nó, teve um decréscimo de valores entre os modelos e combinações, enquanto que, no pilar P7, no geral, houve um acréscimo de valor em cada nó observado.

Para o pilar P1, houve um decréscimo de valores entre os modelos e também a cada pavimento. Já para o pilar P7, no geral, houve um acréscimo de valores entre os modelos e em cada nó de cada pavimento. Vale observar que, para o pilar P7, pavimento térreo, assim como para os pavimentos seguintes (2°, 3°, 4° e 5°), houve uma alteração no que se diz respeito a tração e compressão dos trechos dos pilares.

Essas variações de momento fletor, devido a ação e influência da alvenaria participante, são importantes serem observadas principalmente na etapa estrutural, pois a partir dele, é possível ocorrer uma redução da taxa de aço nos pilares, ou seja, podendo alterar a armadura longitudinal, não sendo necessário uma armadura de fora a fora no pilar.

## 5. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentado o estudo da contribuição da alvenaria de vedação em uma estrutura, representados por pórticos, em concreto armado. Para análise do edifício e obtenção dos resultados, foram adotados 9 modelos de cálculo de diagonais equivalentes (Smith-1962, Hendry-1981, CSAS304:2014, ABNT NBR 16868-1:2020, NZS2430-1:1990, Mainstone-1971, ACI 530:2011 e Moreira-2002), responsáveis pela substituição dos painéis de alvenaria na modelagem. Os modelos propostos por cada autor considerados foram: modelo referência (sem diagonal), Moreira (2002), ACI 530:2011, Mainstone (1971), NZS 4230-1:1990, Holmes (1961), Hendry (1981), CSA S304:2014, ABNT NBR 16868-1:2020, Smith (1962). Cada modelo foi submetido a ações laterais dos ventos a 0°, na direção X, e vento a 90°, na direção Y.

É possível, com base nos resultados obtidos, observar uma considerável diminuição nos deslocamentos entre pavimentos, assim como no topo da estrutura, graças a utilização dos painéis de contraventamento, representados pelas diagonais. Também foi observado que o painel confere a estrutura uma maior rigidez, assim como o pórtico aumenta ductilidade do painel.

É importante constatar e especificar de maneira correta as propriedades mecânicas e resistentes dos elementos que compõem a alvenaria participante, a fim de que a alvenaria suporte as solicitações do Estado Limite Último provenientes das ações horizontais.

Com os resultados obtidos, pôde-se observar uma significativa diminuição no coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$  entre os modelos com diagonal e o modelo sem diagonal e um ganho de rigidez também.

Em relação aos deslocamentos no topo da estrutura, percebeu-se uma diminuição de até 94% para direção X e de 93% para a direção Y, demonstrando assim a influência da alvenaria de contraventamento na estrutura.

Com a obtenção dos esforços, foi possível observar que, para os esforços normais, houve um pequeno acréscimo na direção X, para os pilares de extremidade. Já para os pilares de extremidade, na direção Y, e para os pilares de centro na direção X, houve um decréscimo de esforços. Para os esforços cortantes e momentos fletores, pode-se analisar uma grande redução, tanto para os pilares de centro (somente direção X), quanto para os de extremidade.

Foi possível concluir que, na direção X, combinações 1 e 2, para os pilares de extremidade houve, respectivamente, um acréscimo e um decréscimo de valores. Já para os pilares centrais, também houve uma alternância entre eles. Na direção Y, em ambas as combinações, comparando cada modelo proposto, o pilar P1 apresentou uma redução nos valores de esforço cortante, enquanto o pilar P7, um aumento de cortante.

A distribuição dos momentos fletores indica, assim como as vigas, o dimensionamento das armaduras. Comparando o modelo referência (sem diagonal), com o modelo proposto pela ABNT NBR 16868-1:2020, na direção X, para as 2 combinações, houve, respectivamente, um crescimento e uma redução de valores para os pilares de extremidade, a medida que altera os pavimentos. Para os pilares centrais P2 e P3, o mesmo ocorreu. Na direção Y, para o pilar P1, ocorreu uma diminuição no valor de momento fletor e, para o pilar P7, no geral, ocorreu um acréscimo.

Por fim, observou-se que a consideração da alvenaria participante ocasiona um significativo aumento na rigidez lateral do edifício. Entretanto, para tal, faz-se necessário um correto controle e execução das alvenarias participantes, empregando materiais e métodos construtivos adequados e identificando corretamente as paredes participantes, a fim de minimizar a possibilidade de ocorrência de danos estruturais por mau uso da edificação.

Para sugestões de trabalhos futuros, uma boa proposta é a aplicação destes métodos apresentados, ou de novos métodos, em novos softwares mais completos e complexos. Outra sugestão é a utilização de uma edificação mais robusta e completa, com uma modelagem em 3D.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVARENGA, R. C. S. S. (2002). **Análise teórico experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ALVA, G. M. S.; KAMINSKI, J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R. **Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 8, ed. 3, p. 391-407, 12 jun. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: **Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro. ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro. ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12142: **Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. Rio de Janeiro. ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-1: **Componentes Cerâmicos. Parte 1: Blocos e tijolos para alvenaria – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. (1957). **The behavior of one-storey reinforced Concrete Shear Walls**. Proc. American Society Civil Engineers, v. 83 – N. ST3 – p. 1-49.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. (1958). **The behavior of one-storey brick shear walls**. ASCE Journal of the Structural Division, v. 84 – N. ST4.

BRAGUIM, J. R. (1989). **Contribuições ao estudo do enrijecimento de estruturas de aço em edifícios de múltiplos pavimentos**. Dissertação (Mestrado) – Escola politécnica, Universidade de São Paulo.

DHANASEKAR, M.; PAGE, A. W. (1986). **The influence of brick masonry infill properties on the behavior of infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v. 81, p. 593-605.

FAME 356 (2000) Federal Emergency Management Agency.

FONSECA, G. M. (1999). **Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria**. Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

FONTES, F. F. (2005) **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

HENDRY, A. (1981), **Structural brickwork**, Macmillan, Londres.

HOLMES, M. (1961), **Steel frames with Brickwork and concret infilling**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v-19.

MADIA, F. C. A. R. e PARSEKIAN, G. A. **Modeling a reinforced concrete building frame with infill walls**. 2011. 11 f. Article published in eleventh NAMC de Minneapolis, MN, USA, 2011.

MAINSTONE, R. J. (1971). **Supplementary Note on the Stifiness and Strenght of Infilled Frames**. CPI374, Build, Res. Establishment. Londres, Inglaterra.

MAINSTONE, R. J. (1979). **On the Stifiness and Strenght of Infilled Frames**. Proceedings Supplement (IV), paper 7360S, Institute of Civil Engineers. Londres, Inglaterra.

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B. (1997). **Finite Element Modeling of Masonry Infilled Frames**. Journal of Structural Engineering, v. 123, n.5, p 604-613.

MONTANDON, G. A. (2018). **Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado**. Uberlândia, São Paulo. Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia.

MOREIRA, T.V. (2002). **Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas**. Tese (Doutorado) COPPE; UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. p78 – TT/PCC/22).

NASCIMENTO, A. C. R. (2015). **Estudo numérico-experimental da influência da alvenaria de vedação na rigidez de edifícios de concreto armado**. Belém, Pará. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Pará.

POLYAKOV, S. V. (1956). **Masonry in framed buildings**. (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.

RIGÃO, A. O. (2019). **Modelagem de pórticos em concreto armado preenchidos com alvenaria participante**. Santa Maria. Qualificação (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Maria.

SANTOS, E. M. (2007). **Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado**. Recife. Tese (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco.

SANEINEJAD, a., HOBBS, B. (1995). **Inelastic design of infilled frames**. ASCE Journal of Structural Division, v-121, n. ST4, P.634-650.

SILVA, L.R. (2013) **Avaliação e aprimoramento do modelo de Diagonal aprimoramento do modelo de Diagonal Equivalente na Análise Estrutural de Pórticos de Concreto preenchidos com Alvenaria**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria.

SILVA, L. R. (2014). **Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria**. Santa Maria, Rio Grande do Sul. Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria.

SOUSA, P. V. A. (2014). **Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado**. Rio de Janeiro. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

STAFFORD-SMITH, B. (1962). **Lateral stiffness os infilled frames**. ASCE Journal of the Structural Divison, v. 88, n. ST6, p. 189-199.

STAFFORD-SMITH, B. (1966). **Behavior of square infilled frames**. ASCE Journal of the Structural Divison, v. 92, n. ST1.

STAFFORD-SMITH, B.; RIDDINGTON, J. R. (1977). **Analysis of Infilled Frames Subject to Racking with design Recommendations**. The Structural Engineer, n. 6, v. 55.

STAFFORD-SMITH, B.; RIDDINGTON, J. R. (1978). **The design of masonry infilled steel frames for bracing structures**. The Structural Engineer, n. 1, v. 56B.

TANAKA, E.S. A.S. (2011) **Influência da Alvenaria Dotada de Aberturas na Rigidez Global de um Edifício**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

WHITNEY, C. S.; ANDERSON, B. G.; COHEN, E. (1955). **Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions**. Journal, Amer. Concrete Institute, p. 655-673.

WOOD, R. H. (1978). **Plastic Compositee Actions and Collapse Design of Unreinforced Shear Walls Panel in Frames**. Proceedings Society Civil Engineering, part 2, p. 381-411. Londes, Inglaterra.