



**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**EDUARDO NERVIS MORAES**

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE SEIS PAVIMENTOS EM ALVENARIA  
ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS**

**CAXIAS DO SUL**  
**2018**

**EDUARDO NERVIS MORAES**

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE SEIS PAVIMENTOS EM ALVENARIA  
ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao curso de Engenharia Civil  
da Universidade de Caxias do Sul, como  
parte dos requisitos para obtenção do título  
de Engenheiro Civil.

Orientador Prof. Me. Rodrigo Fabiano  
Montemezzo

**CAXIAS DO SUL**

**2018**

**EDUARDO NERVIS MORAES**

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE SEIS PAVIMENTOS EM ALVENARIA  
ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

**Aprovado em 01/12/2018**

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Me. Luciano Zatti  
Universidade de Caxias do Sul

---

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva  
Universidade de Caxias do Sul

---

Prof. Me. Rodrigo Fabiano Montemezzo  
Universidade de Caxias do Sul

## RESUMO

O crescimento da competitividade do mercado da construção civil gerou uma necessidade de procurar por sistemas construtivos alternativos que fossem capazes de juntar economia, prazo e qualidade técnica. A alvenaria estrutural se apresenta como uma boa solução para este problema. Este trabalho apresenta o projeto e dimensionamento de uma edificação residencial de seis pavimentos em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. O dimensionamento foi realizado por meio de planilhas desenvolvidas seguindo as especificações da NBR 15812-1:2010: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos Parte 1: Projeto. São apresentados os principais conceitos e procedimentos realizados para o projeto da edificação, bem como os resultados obtidos. Para o trabalho, foi utilizado um projeto arquitetônico já existente como base para o início do projeto e dimensionamento. Com este, definiu-se as modulações e foram desenvolvidas as plantas de primeira e segunda fiadas, e a partir disso, iniciaram-se as etapas do dimensionamento e análise estrutural da edificação. Por fim, foram realizadas as vistas e detalhamentos das paredes da edificação. Após a realização dos cálculos, foi verificada a necessidade do emprego de armadura com função estrutural, com isso a hipótese do trabalho, que era possível a execução da edificação de seis pavimentos sem o emprego de armadura de reforço, mostrou-se falha, principalmente devido ao arranjo das paredes e esquadrias do projeto arquitetônico empregado.

**Palavras-chave:** Alvenaria Estrutural. Blocos Cerâmicos. Dimensionamento. Projeto.

## ABSTRACT

The growth of the competitiveness of the construction market generated a need to find for alternative construction systems that could combine economy, time and technical quality, and the structural masonry presents itself as a good solution to this problem. This work presents the project and dimensioning of a six-pavement residential building in structural masonry of ceramic blocks. The dimensioning was done using spreadsheets developed following the specifications of NBR 15812-1: 2010: Structural Masonry - Ceramic Blocks Part 1: Project. The main concepts and procedures performed for the building project are presented, as well as the results obtained. For the work, an existing architectural project was used as the basis for the beginning of the project and dimensioning. With this, the modulations were defined and the plants of first and second rows were developed, and from that, the steps of the dimensioning and structural analysis of the building began. Finally, the views and details of the walls of the building were made. After the calculations were made, it was verified the necessity of the use of reinforcement with structural function, with that the work's hypothesis, that it was possible to execute the construction of six-pavement without the use of reinforcement, proved to be flawed, mainly due to the arrangement of the walls and frames of the architectural project employed.

**Keywords:** Structural Masonry. Ceramic Blocks. Dimensioning. Project.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Pirâmide de Quéops.....	18
Figura 2 – Farol de Alexandria .....	18
Figura 3 – Catedral de Reims.....	19
Figura 4 – Alvenaria não armada .....	24
Figura 5 – Alvenaria armada .....	25
Figura 6 – Alvenaria protendida .....	26
Figura 7 – Dimensões reais e dimensões nominais .....	29
Figura 8 – Dimensões reais entre faces de blocos.....	30
Figura 9 – Fiadas 1 e 2 e elevação de uma parede sem juntas a prumo .....	30
Figura 10 – Modulação de piso a teto .....	31
Figura 11 – Modulação de piso a piso.....	32
Figura 12 – Amarração direta de paredes .....	33
Figura 13 – Amarração indireta de paredes .....	33
Figura 14 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes....	39
Figura 15 – Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento..	41
Figura 16 – Parâmetros para cálculo do desaprumo.....	42
Figura 17 – Prisma .....	45
Figura 18 – Parede e pilar .....	46
Figura 19 – Parâmetros para cálculo da espessura efetiva da parede .....	47
Figura 20 – Cargas concentradas .....	50
Figura 21 – Diagramas de tensões em alvenaria não armada .....	52
Figura 22 – Localização do edifício Residencial Dom Leonardo .....	54
Figura 23 – Planta baixa do pavimento tipo do Residencial Dom Leonardo .....	55
Figura 24 – Fachada norte do Residencial Dom Leonardo .....	55
Figura 25 – Fachada sul do Residencial Dom Leonardo.....	56

Figura 26 – Fachadas oeste e leste do Residencial Dom Leonardo .....	56
Figura 27 – Blocos utilizados de 14 cm de espessura .....	58
Figura 28 – Blocos utilizados de 19 cm de espessura .....	59
Figura 29 – Planta de primeira fiada do apartamento final 01 .....	60
Figura 30 – Numeração das lajes.....	63
Figura 31 – Áreas de influência da laje 32 .....	65
Figura 32 – Separação dos grupos isolados de paredes .....	72
Figura 33 – Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s) .....	80
Figura 34 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência .....	83
Figura 35 – Elevação da parede 03 .....	115

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores mínimos das cargas verticais .....	35
Quadro 2 – Peso específico dos materiais de construção .....	38
Quadro 3 – Valores de $\gamma_m$ .....	43
Quadro 4 – Valores de eficiência parede-bloco.....	44
Quadro 5 – Valores do coeficiente $\delta$ (interpolar para valores intermediários) .....	46
Quadro 6 – Cargas acidentais.....	61
Quadro 7 – Altura das lajes .....	64
Quadro 8 – Cargas das lajes.....	64
Quadro 9 – Reações das lajes nas paredes.....	66
Quadro 10 – Cargas totais nos grupos.....	73
Quadro 11 – Fator $S_2$ para cada pavimento .....	81
Quadro 12 – Velocidade característica do vento por pavimento .....	82
Quadro 13 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) .....	84
Quadro 14 – Força de arrasto por pavimento nas direções x e y.....	84
Quadro 15 – Peso total por pavimento.....	85
Quadro 16 – Força horizontal do desaprumo .....	85
Quadro 17 – Momento gerado em cada pavimento na direção x.....	86
Quadro 18 – Momento gerado em cada pavimento na direção y.....	87
Quadro 19 – Momento de inércia do lado Oeste, na direção x .....	88
Quadro 20 – Momento de inércia do lado Oeste, na direção y .....	88
Quadro 21 – Momento de inércia do lado Leste, na direção x .....	89
Quadro 22 – Momento de inércia do lado Leste, na direção y .....	89
Quadro 23 – Força horizontal em cada grupo do lado Oeste, na direção x .....	90
Quadro 24 – Força horizontal em cada grupo do lado Oeste, na direção y .....	90
Quadro 25 – Força horizontal em cada grupo do lado Leste, na direção x .....	91

Quadro 26 – Força horizontal em cada grupo do lado Leste, na direção y .....	91
Quadro 27 – Momento em cada grupo do lado Oeste, na direção x .....	92
Quadro 28 – Momento em cada grupo do lado Oeste, na direção y .....	92
Quadro 29 – Momento em cada grupo do lado Leste, na direção x.....	93
Quadro 30 – Momento em cada grupo do lado Leste, na direção y .....	93
Quadro 31 – Resistência dos prismas de cada grupo por pavimento .....	94
Quadro 32 – Resistência dos blocos de cada grupo por pavimento .....	95
Quadro 33 – Resistência do bloco para cada pavimento .....	97
Quadro 34 – Ações do vento em cada grupo do lado Oeste, na direção x .....	98
Quadro 35 – Ações do vento em cada grupo do lado Oeste, na direção y .....	98
Quadro 36 – Ações do vento em cada grupo do lado Leste, na direção x .....	99
Quadro 37 – Ações do vento em cada grupo do lado Leste, na direção y .....	99
Quadro 38 – Cargas permanentes e variáveis separadas nos grupos do lado Oeste .....	100
Quadro 39 – Cargas permanentes e variáveis separadas nos grupos do lado Leste .....	101
Quadro 40 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção x, com $\varphi_0$ nas cargas acidentais .....	102
Quadro 41 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção x, com $\varphi_0$ no vento .....	102
Quadro 42 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção y, com $\varphi_0$ nas cargas acidentais .....	102
Quadro 43 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção y, com $\varphi_0$ no vento .....	103
Quadro 44 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção x, com $\varphi_0$ nas cargas acidentais .....	104
Quadro 45 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção x, com $\varphi_0$ no vento .....	104

Quadro 46 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção y, com $\varphi_0$ nas cargas acidentais .....	104
Quadro 47 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção y, com $\varphi_0$ no vento .....	105
Quadro 48 – Valores característicos da resistência à tração na flexão .....	106
Quadro 49 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Oeste, na direção x....	107
Quadro 50 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Oeste, na direção y....	107
Quadro 51 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Leste, na direção x ....	108
Quadro 52 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Leste, na direção y ....	108
Quadro 53 – Área de aço necessária e barras adotadas na direção x.....	109
Quadro 54 – Área de aço necessária e barras adotadas na direção y.....	110
Quadro 55 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes .....	110
Quadro 56 – Resistência característica e resistência de cálculo ao cisalhamento em cada grupo na direção x.....	111
Quadro 57 – Resistência característica e resistência de cálculo ao cisalhamento em cada grupo na direção y.....	112
Quadro 58 – Verificação ao cisalhamento na direção x .....	113
Quadro 59 – Verificação ao cisalhamento na direção y .....	114

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1	TEMA DA PESQUISA .....	15
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA.....	16
1.3	OBJETIVOS .....	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	HIPÓTESE .....	16
1.5	DELIMITAÇÕES.....	17
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>18</b>
2.1	HISTÓRIA .....	18
2.2	ALVENARIA ESTRUTURAL – DEFINIÇÕES E CARACTERÍSTICAS.....	21
<b>2.2.1</b>	<b>Principais vantagens do sistema .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Principais desvantagens do sistema.....</b>	<b>23</b>
2.3	TIPOS DE ALVENARIA.....	24
<b>2.3.1</b>	<b>Alvenaria não armada .....</b>	<b>24</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Alvenaria armada.....</b>	<b>25</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Alvenaria protendida.....</b>	<b>26</b>
2.4	COMPONENTES E ELEMENTOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	26
<b>2.4.1</b>	<b>Bloco ou unidade .....</b>	<b>27</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Argamassa .....</b>	<b>27</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Graute.....</b>	<b>28</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Armaduras .....</b>	<b>28</b>
2.5	COORDENAÇÃO MODULAR .....	28
<b>2.5.1</b>	<b>Modulação horizontal.....</b>	<b>29</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Modulação vertical .....</b>	<b>31</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Amarração de paredes .....</b>	<b>32</b>
2.5.3.1	Amarração direta .....	32
2.5.3.2	Amarração indireta .....	33
2.6	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	34
<b>2.6.1</b>	<b>Ações verticais .....</b>	<b>34</b>
2.6.1.1	Ações das lajes .....	34

2.6.1.2	Peso próprio das paredes .....	37
<b>2.6.2</b>	<b>Distribuição das ações verticais .....</b>	<b>38</b>
2.6.2.1	Paredes isoladas .....	39
2.6.2.2	Grupos isolados de paredes.....	39
2.6.2.3	Grupos de paredes com interação .....	40
<b>2.6.3</b>	<b>Ações horizontais.....</b>	<b>40</b>
2.6.3.1	Ações do vento.....	40
2.6.3.2	Desaprumo.....	41
2.7	DIMENSIONAMENTO.....	42
<b>2.7.1</b>	<b>Método das tensões admissíveis.....</b>	<b>42</b>
<b>2.7.2</b>	<b>Resistência dos blocos.....</b>	<b>44</b>
<b>2.7.3</b>	<b>Determinação das tensões admissíveis .....</b>	<b>44</b>
<b>2.7.4</b>	<b>Características geométricas para elementos de alvenaria .....</b>	<b>45</b>
2.7.4.1	Espessura efetiva para pilares e paredes portantes.....	46
2.7.4.2	Altura efetiva .....	47
2.7.4.3	Eslbeltez.....	47
<b>2.7.5</b>	<b>Dimensionamento à compressão simples .....</b>	<b>48</b>
2.7.5.1	Resistência de cálculo.....	48
2.7.5.2	Cargas concentradas .....	49
<b>2.7.6</b>	<b>Dimensionamento ao cisalhamento .....</b>	<b>50</b>
<b>2.7.7</b>	<b>Dimensionamento à flexão simples.....</b>	<b>51</b>
<b>2.7.8</b>	<b>Dimensionamento à flexo-compressão .....</b>	<b>52</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>54</b>
3.1	OBJETO DE ESTUDO .....	54
3.2	FERRAMENTAS DE CÁLCULO E PROJETO .....	57
3.3	ETAPAS DE PROJETO .....	57
<b>3.3.1</b>	<b>Análise e definição da modulação .....</b>	<b>57</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Primeira e segunda fiada .....</b>	<b>57</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Elaboração de planilhas de cálculo .....</b>	<b>57</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Elevações das paredes .....</b>	<b>58</b>
3.4	PROJETO E MODULAÇÕES.....	58
<b>3.4.1</b>	<b>Modulação horizontal.....</b>	<b>58</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Modulação vertical .....</b>	<b>59</b>

<b>3.4.3</b>	<b>Planta de primeira e segunda fiada .....</b>	<b>59</b>
3.5	PÂRAMETROS DE projeto .....	60
<b>3.5.1</b>	<b>Pré-dimensionamento das lajes.....</b>	<b>60</b>
<b>3.5.2</b>	<b>Revestimento das lajes .....</b>	<b>60</b>
<b>3.5.3</b>	<b>Cargas acidentais nas lajes.....</b>	<b>61</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>62</b>
4.1	CARGAS VERTICAIS .....	62
<b>4.1.1</b>	<b>Cargas provenientes das lajes.....</b>	<b>62</b>
4.1.1.1	Pré-dimensionamento da altura das lajes .....	62
4.1.1.2	Cargas totais das lajes .....	64
4.1.1.3	Reações das lajes em cada parede .....	65
<b>4.1.2</b>	<b>Distribuição das ações verticais .....</b>	<b>71</b>
4.2	AÇÕES HORIZONTAIS .....	79
<b>4.2.1</b>	<b>Ações do vento.....</b>	<b>79</b>
4.2.1.1	Velocidade básica do vento ( $V_0$ ) .....	80
4.2.1.2	Fator topográfico ( $S_1$ ) .....	81
4.2.1.3	Fator rugosidade ( $S_2$ ) .....	81
4.2.1.4	Fator estatístico ( $S_3$ ).....	81
4.2.1.5	Velocidade característica do vento ( $V_k$ ) .....	82
4.2.1.6	Pressão dinâmica do vento ( $C_a$ ) .....	82
4.2.1.7	Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) .....	83
4.2.1.8	Força de arrasto ( $F_a$ ) .....	84
<b>4.2.2</b>	<b>Desaprumo.....</b>	<b>85</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Momento gerado pelas forças horizontais em cada pavimento.....</b>	<b>86</b>
<b>4.2.4</b>	<b>Momento de inércia.....</b>	<b>87</b>
<b>4.2.5</b>	<b>Força horizontal em cada grupo .....</b>	<b>89</b>
<b>4.2.6</b>	<b>Momento em cada grupo .....</b>	<b>91</b>
4.3	DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES .....	93
<b>4.3.1</b>	<b>Verificação à compressão simples .....</b>	<b>94</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Flexão composta .....</b>	<b>97</b>
4.3.2.1	Verificação à flexo-compressão.....	101
4.3.2.2	Verificação à flexo-tração .....	106
4.3.2.3	Verificação ao cisalhamento.....	110

4.4	ELEVAÇÕES E DETALHAMENTO DAS PAREDES.....	115
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	116
	REFERÊNCIAS.....	118
	APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DE PRIMEIRA E SEGUNDA FIADA E IDENTIFICAÇÃO DAS PAREDES.....	120
	APÊNDICE B – ELEVAÇÃO PAREDES 01 A 16; 19 E 20 .....	122
	APÊNDICE C – ELEVAÇÃO PAREDES 17; 18; 21 A 35; 37 A 39; 76 A 78 E 80.....	124
	APÊNDICE D – ELEVAÇÃO PAREDES 36; 40; 41; 43 A 51; 64 A 73; 75 E 79.....	126
	APÊNDICE E – ELEVAÇÃO PAREDES 42; 52 A 63 E 74 .....	128

## 1 INTRODUÇÃO

A construção civil é um setor de fundamental importância para um país. Sua grande influência para a economia faz com que o mercado passe por profundas transformações. Os avanços tecnológicos da construção civil criam inúmeras possibilidades que podem contribuir para a diminuição do custo e agilizando os processos construtivos, levando sempre em consideração a sustentabilidade de seus projetos.

A alvenaria estrutural como sistema construtivo é muito utilizada, quando bem projetada e executada se torna interessante ao ponto de vista econômico. Para isso, deve-se dispor de um bom gerenciamento de obra a fim de alcançar melhores resultados. Muitos empreendedores adotam este sistema com o objetivo de uma obra prática, limpa, rápida e, principalmente, econômica, tendo um bom resultado, custo baixo e boa qualidade do empreendimento.

Em determinadas situações, a construção em alvenaria estrutural se mostra vantajosa em relação a outros sistemas. Por utilizar projetos mais detalhados e compatibilizados, reduz os desperdícios de materiais durante a sua execução, por não necessitar aberturas para a passagem de instalações elétricas e hidráulicas além da redução de formas. A mão de obra também se mostra mais eficaz reduzindo a quantidade de profissionais especializados como ferreiros e carpinteiros.

Neste trabalho é realizado o dimensionamento de uma estrutura em alvenaria estrutural de uma edificação de caráter residencial de seis pavimentos com o objetivo de suportar todas as cargas e ações presentes durante sua execução e utilização, de forma segura e estável, respeitando às normas existentes, e em concordância com o projeto arquitetônico. Serão elaboradas planilhas em Excel para o desenvolvimento dos cálculos e o *software* Autocad para a realização do projeto e detalhamentos.

### 1.1 TEMA DA PESQUISA

Dimensionamento de uma edificação em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.

## 1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Qual deve ser a resistência alcançada pelo bloco cerâmico para que seja possível atingir uma edificação de seis pavimentos?

## 1.3 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa são classificados em geral e específicos e são descritos a seguir.

### 1.3.1 Objetivo geral

Analisar a viabilidade técnica do projeto de uma estrutura de seis pavimentos, em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, sem a necessidade do emprego de armadura.

### 1.3.2 Objetivos específicos

- a) Dimensionar a estrutura predial em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.
- b) Verificar a possibilidade da execução da estrutura de seis pavimentos sem o uso de reforço estrutural.
- c) Verificar os pontos de concentração de carga e buscar alternativas ao reforço com armadura, caso necessário.
- d) Projetar e detalhar a edificação delimitada.

## 1.4 HIPÓTESE

É possível executar um prédio de alvenaria estrutural de bloco cerâmico em de seis andares sem reforço de armadura.

## 1.5 DELIMITAÇÕES

Será projetado um prédio de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos de seis pavimentos a partir da estrutura, desprezando-se o dimensionamento das fundações e do primeiro pavimento e realizado apenas o pré-dimensionamento das lajes.

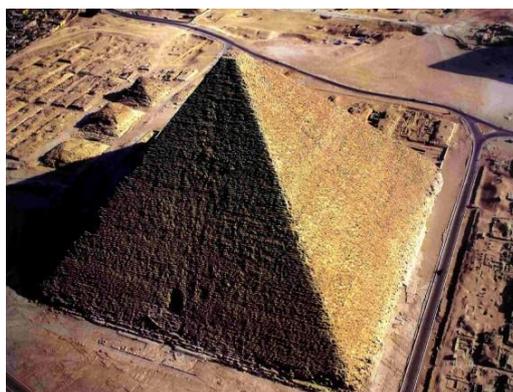
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 HISTÓRIA

O emprego da alvenaria é considerado um dos métodos mais antigos de construção adotados pelo homem. Ela tem sido muito empregada pelo homem desde a Idade Antiga para a construção de monumentos, templos e em suas habitações. Segundo Accetti (1998), podem ser citados como exemplos famosos de construções em alvenaria estrutural:

- a) a pirâmide de Quéops (Figura 1), onde mais de dois milhões de blocos de pedra foram utilizados;

Figura 1 – Pirâmide de Quéops



Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/queops.htm>. Acesso em 06 de maio de 2018.

- b) o farol de Alexandria (Figura 2), que possui uma altura superior a 130 metros;

Figura 2 – Farol de Alexandria



Fonte: [https://pt.wikipedia.org/wiki/Farol\\_de\\_Alexandria](https://pt.wikipedia.org/wiki/Farol_de_Alexandria). Acesso em 06 de maio de 2018.

c) e as grandes catedrais góticas (Figura 3), como a catedral de Reims, executadas na Idade Média, com uma arquitetura belíssima e o emprego de técnicas como a de arcos e abóbadas para vencer vãos expressivos.

Figura 3 – Catedral de Reims



Fonte: [https://es.wikipedia.org/wiki/Catedral\\_de\\_Reims](https://es.wikipedia.org/wiki/Catedral_de_Reims). Acesso em 06 de maio de 2018.

No começo do século XX, juntamente com o início do aço e também do concreto armado, a forma de construir passou por algumas mudanças com o uso de novos materiais, os quais possibilitaram a execução de obras mais arrojadas e de maior porte, juntamente com novas técnicas construtivas que apareceram fundamentadas cientificamente e se desenvolveram ligeiramente. Dentre estes fatores, a alvenaria acabou ficando para trás como elemento estrutural e passou a ser empregada quase que exclusivamente como um elemento de vedação (MATA, 2006).

A alvenaria, ainda que utilizada há muito tempo, começou a ser estudada com base nos princípios científicos e com ensaios laboratoriais por volta de 1920. Dessa forma, possibilitou-se o desenvolvimento de teorias racionais fundamentando a projeção de edifícios em alvenaria estrutural. Desta forma, possibilitou projetar edificações com o uso de paredes mais esbeltas, no lugar dos prédios com paredes de espessuras exorbitantes (ACCETTI, 1998).

Na metade do século XX, após várias experimentações realizadas na Europa, a alvenaria ganhou um novo impulso. Em 1951, na Suíça, Paul Haller realizou o dimensionamento e a construção de um edifício em alvenaria não armada de 13 pavimentos, com espessura das paredes internas de 15 cm e das externas de 37,5 cm. Uma grande quantidade de edifícios também foram construídos em países situados em zonas sujeitas a abalos sísmicos, como os Estados Unidos, utilizando-se nestes casos alvenaria armada (ACCETTI, 1998).

A partir daí, com o grande número de pesquisas desenvolvidas em vários países, o que permitiu a elaboração de normas e critérios de cálculo com base em métodos racionais, surgindo deste modo, o que se chama hoje de alvenaria estrutural. A evolução das pesquisas tem contribuído para tornar o projeto e a execução mais competitiva frente às demais técnicas de construção existente (MATA, 2006).

No Brasil, a construção em alvenaria iniciou com a chegada dos portugueses no início do século XVI. Porém, a alvenaria estrutural, que têm como objetivo a obtenção de prédios mais racionais e econômicos, tardou a aparecer (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Segundo Mata (2006), a alvenaria estrutural teve início na década de 60, com a construção de edifícios populares de até cinco pavimentos. No começo, a alvenaria estrutural foi utilizada principalmente em programas públicos em grandes conjuntos habitacionais, gerando um preconceito de que este processo seria para uso exclusivo em habitações populares de poucos pavimentos e com uma concepção arquitetônica bem mais limitada e baixa flexibilidade.

Ainda para o autor, outros fatores que contribuíram para a imagem negativa no início e conseqüentemente uma retração do mercado podem ser citados: a utilização de técnicas construtivas inadequadas, falta de controle durante a obra e a má qualidade dos materiais, que acabaram gerando várias patologias, problemas de estanqueidade, conforto térmico e acústico, entre outros. Neste período, surgem então as primeiras normas técnicas de controle e execução de alvenaria elaboradas pela ABNT.

Apesar de seu início tardio, o sistema acabou se firmando como sendo uma opção econômica e eficiente para a execução de edificações tanto residenciais quanto industriais. Com um desenvolvimento bem mais acelerado nos últimos anos, a alvenaria estrutural acabou sendo muito bem aceita pelos empreendedores, fato que pode ser percebido, principalmente, ao analisar o crescimento no número de

empresas existentes no mercado que produzem blocos, tanto cerâmicos quanto de concreto (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Atualmente no Brasil, a alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto vazados têm se demonstrado um sistema promissor. Este sistema é indicado para edifícios residenciais de baixo ou médio padrão e com até 12 andares. Entretanto, a utilização de blocos cerâmicos na alvenaria estrutural é também vista como muito promissora devido ao surgimento de fornecedores confiáveis para blocos com resistência superior a 10 MPa. Com evolução do sistema produtivo, pode-se considerar que os blocos cerâmicos concorrerão com os blocos de concreto a seu emprego em edificações de até dez pavimentos (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

## 2.2 ALVENARIA ESTRUTURAL – DEFINIÇÕES E CARACTERÍSTICAS

Segundo Tauil e Nese (2010), pode-se chamar de alvenaria o conjunto de peças justapostas unidas em sua interface, com o uso de argamassa apropriada, que formam um elemento vertical coeso, e que tem o objetivo de vedar os espaços, resistir às cargas provenientes da força gravitacional, promover a segurança, resistir à impactos, fornecer conforto térmico e acústico, resistir à ação do fogo e impedir que o vento e a chuva entrem no interior dos ambientes.

Na alvenaria estrutural, vigas e pilares não são utilizados, uma vez que as paredes da edificação, chamadas de portantes, integram a estrutura da edificação. Estas recebem as cargas dos pavimentos por meio das lajes e, então, distribuem as cargas de maneira uniforme ao longo das fundações (TAUIL; NESE, 2010).

Entretanto, devido à função estrutural da alvenaria neste sistema, é fundamental ter um controle rigoroso das especificações dos materiais utilizados, garantindo, assim, a segurança do edifício. Essa necessidade requer o uso de materiais de custo mais elevado, além de uma execução mais cautelosa, o que eleva seu custo de produção quando comparado com o da alvenaria de vedação (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Para realizar a definição do projeto, é preciso que se analisem alguns parâmetros da edificação que se deseja projetar. Estas definições estão diretamente ligadas ao custo final da edificação, que vai determinar se a escolha da estrutura será a mais adequada para o tipo de edifício. Ramalho e Corrêa (2003) apresentam as três características que julgam mais importantes e que devem ser analisadas:

- a) altura da edificação: deve-se atentar para o número de pavimentos para que este não ultrapasse o número de 16 pavimentos, uma vez que não se encontram blocos com resistências à compressão requeridas para edificações deste porte, sendo necessário o uso de graute e armaduras que eleva o custo da obra comprometendo a economia da construção;
- b) arranjo arquitetônico: é fundamental levar em consideração a densidade de paredes com função estrutural por metro quadrado do pavimento. Este valor, considerado razoável, deve ficar entre 0,5 e 0,7 metros de paredes estruturais a cada metro quadrado do pavimento;
- c) tipo de uso: outro fator importante que deve ser analisado é o tipo de uso da edificação. Edifícios em alvenaria estrutural possuem baixa flexibilidade de projeto arquitetônico e rearranjo das paredes internas, além de não ser indicados para edifícios que possuem vãos grandes. Portanto, sua utilização mais indicada se dá para prédios residenciais de padrão médio ou baixo, que possuem ambientes e vãos menores.

### **2.2.1 Principais vantagens do sistema**

A alvenaria estrutural possui uma série de vantagens, na qual a econômica é uma das principais se comparada com sistemas convencionais. Quando utilizada corretamente, pode apresentar significativas vantagens no processo de racionalização da construção, proporciona uma otimização de tarefas na obra, por meio da utilização de técnicas executivas mais simples, maior facilidade de controle nas etapas de produção, redução de interferências, gerando assim uma redução no desperdício de materiais produzidos pelo constante retrabalho (MOHAMAD, 2015).

Segundo Dellatorre (2014), para uma edificação de sete pavimentos tipo e uma garagem, com oito apartamentos por andar e uma área total de 4.274,70 m<sup>2</sup>, a economia gerada na estrutura do edifício se comparada ao sistema convencional de concreto armado foi de aproximadamente 36%. Esta redução de custo diminui à medida que o número de pavimentos aumenta.

Ramalho e Corrêa (2003) apresentam algumas características que podem representar importantes vantagens econômicas para o sistema, são elas:

- a) economia de fôrmas: há uma redução de custos com fôrmas, uma vez que se utilizam apenas para a concretagem das lajes, as quais são fôrmas lisas, de menor custo e de maior reaproveitamento;
- b) considerável redução nos revestimentos: o uso de blocos de qualidade controlada e a execução mais cuidadosa da alvenaria acabam proporcionando uma redução significativa nos revestimentos;
- c) redução do número de especialidades: reduzem-se o número de profissionais especializados como armadores e carpinteiros na obra;
- d) ritmo de execução de obra mais flexível: com a opção de realização das lajes pré-moldadas, o ritmo da obra independe do tempo de cura dos elementos em concreto armado, tornando-o mais flexível.

### **2.2.2 Principais desvantagens do sistema**

A seguir serão apresentadas as principais desvantagens do sistema de alvenaria estrutural mencionadas por Ramalho e Corrêa (2003):

- a) Dificuldade de adaptação da arquitetura para uma mudança de uso: devido às paredes possuírem função estrutural, reduzem-se as possibilidades de rearranjos na arquitetura. Esta limitação é, por muitas vezes, um inibidor de vendas, além de ser um fator que pode acabar comprometendo a segurança da edificação durante sua vida útil;
- b) Interferências existentes entre os projetos de arquitetura e instalações: as interferências existentes entre os projetos multidisciplinares em obras de alvenaria estrutural são muito elevadas. A impossibilidade de se realizar furações em paredes sem que haja um controle tem grande influência nos projetos elétrico e hidrossanitário;
- c) Necessidade de ter uma mão de obra com grande qualificação: este sistema exige uma mão de obra bem qualificada e que esteja apta para executar os processos necessários com a utilização dos instrumentos adequados e previamente treinada. Visto que, caso não estejam preparados, os riscos de falhas elevam comprometendo a segurança da edificação.

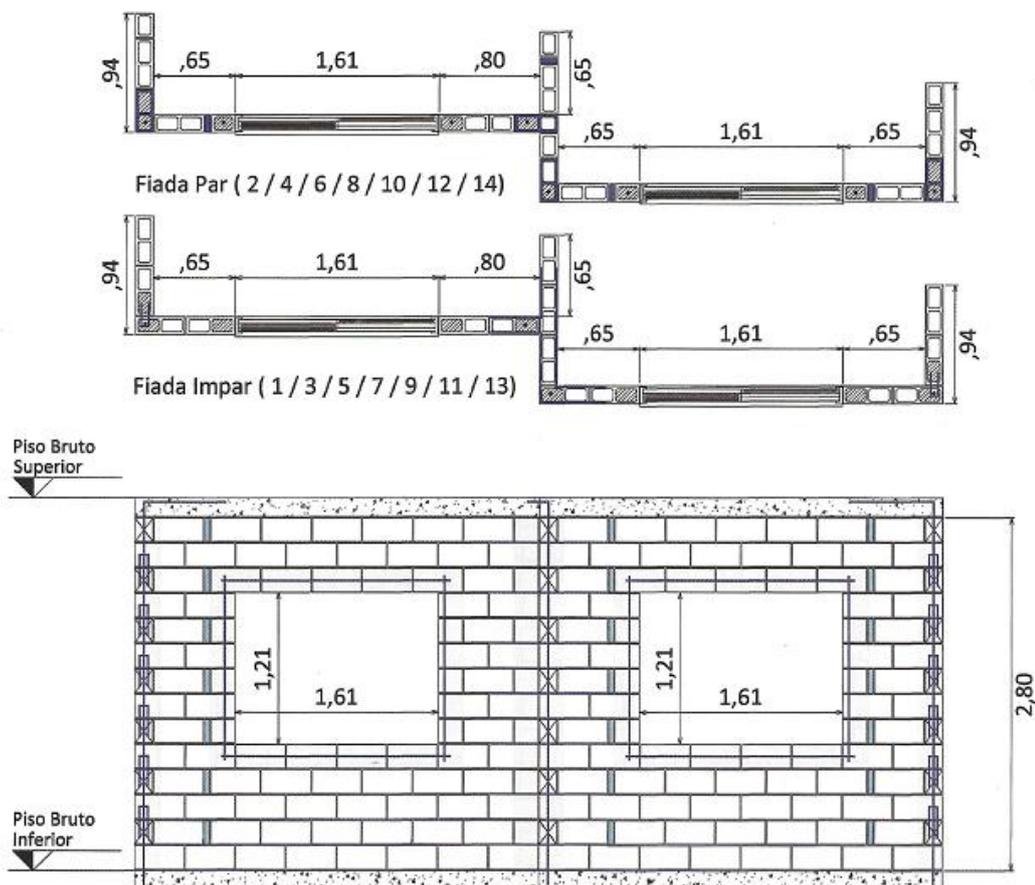
## 2.3 TIPOS DE ALVENARIA

Antigamente, todas as edificações em alvenaria estrutural eram executadas em alvenaria não armada. Entretanto, com a inserção de vãos maiores e a redução da espessura das paredes, apareceram as alvenarias armadas e protendidas (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

### 2.3.1 Alvenaria não armada

Segundo Tauil e Nese (2010), a alvenaria não armada, apresentada na Figura 4, é aquela que não utiliza graute. Esta alvenaria irá receber apenas reforços de aço para funções construtivas, como vergas, contravergas e outros reforços de aberturas, que tenham como finalidade evitar manifestações patológicas futuras, tais como trincas e fissuras consequentes da movimentação térmica, ações do vento, acomodação da estrutura e concentração de tensões.

Figura 4 – Alvenaria não armada



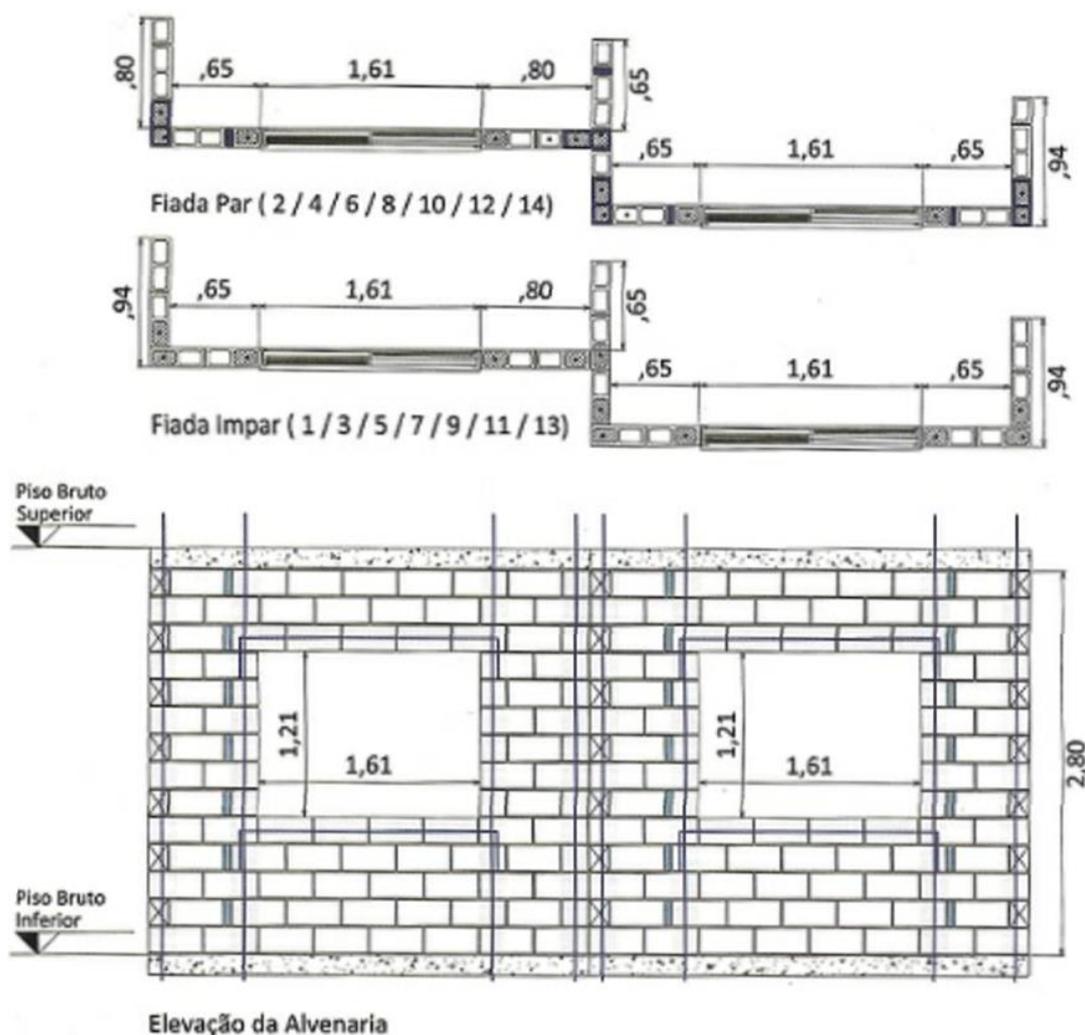
Fonte: Tauil e Nese (2010).

A alvenaria não armada é normalmente utilizada em regiões com baixa atividade sísmica e em edifícios de baixa e média altura. Seu uso está limitado a carregamentos que levam a tensões de tração devido à sua baixa resistência a tração (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

### 2.3.2 Alvenaria armada

Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), a alvenaria armada, apresentada na Figura 5, começou a ser utilizada principalmente em regiões sujeitas a atividades sísmicas. As armaduras são essenciais para resistir às tensões de tração e de cisalhamento e melhorar a ductilidade. A armação das paredes permite que os edifícios ganhem altura mesmo com paredes menos espessas.

Figura 5 – Alvenaria armada

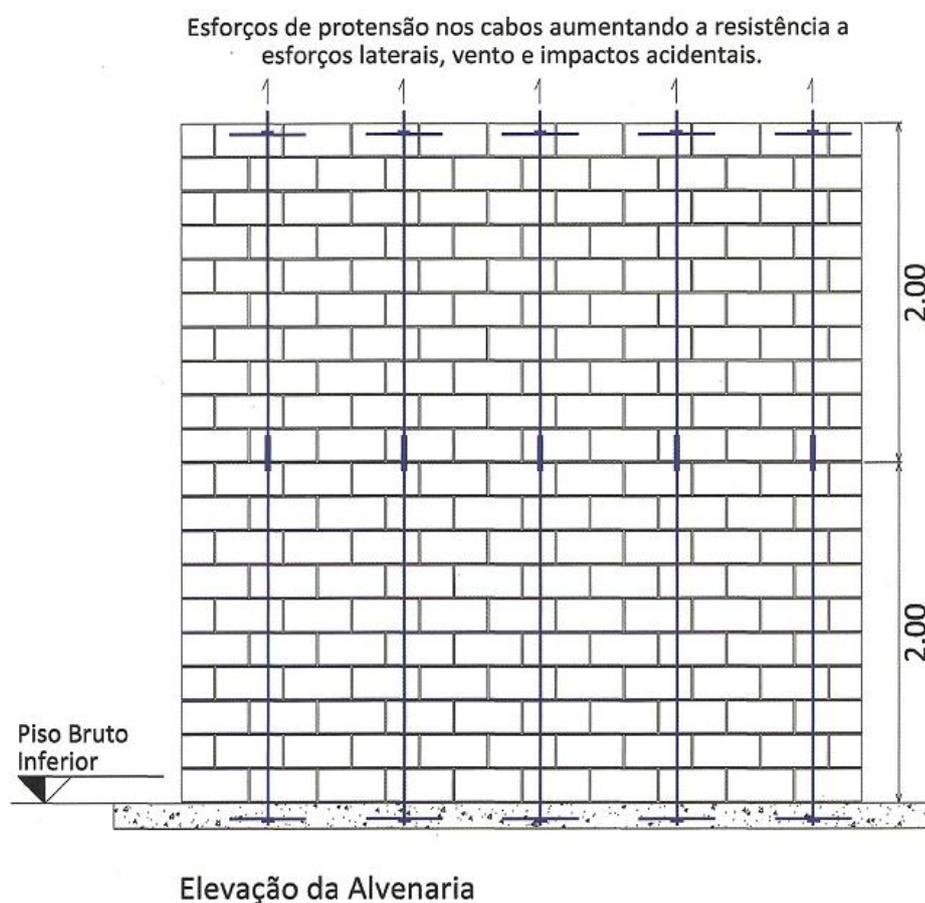


Fonte: Tauli e Nese (2010).

### 2.3.3 Alvenaria protendida

Segundo Tauil e Nese (2010), a alvenaria protendida, apresentada na Figura 6, é uma alvenaria com reforço de armadura ativa (pré-tensionada), que submete a alvenaria à esforços de compressão. Este tipo de alvenaria é pouco utilizada devido ao custo dos materiais e mão de obra serem mais elevados para os padrões de construção utilizados.

Figura 6 – Alvenaria protendida



Fonte: Tauil e Nese (2010).

## 2.4 COMPONENTES E ELEMENTOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), um componente da alvenaria é definido como sendo uma entidade básica e que compõe os elementos. Na alvenaria estrutural, os componentes principais são os blocos ou unidades, a argamassa, o graute e as armaduras. Já a união de dois ou mais componentes formam os elementos, tendo como exemplo: as paredes, pilares, vergas, cintas, entre outros.

### **2.4.1 Bloco ou unidade**

Os blocos ou unidades são componentes substanciais da alvenaria estrutural, sendo um dos maiores responsáveis pela determinação das características resistentes da estrutura. Os tipos de unidades com maior utilização na alvenaria estrutural são as cerâmicas, de concreto e as sílico-calcáreas (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

As unidades com menos de 25% de vazios são consideradas maciças e denominam-se tijolos. Já as que tiverem menos de 75% de área maciça são caracterizados como vazadas, sendo denominadas como blocos (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

Quanto à sua aplicação, os blocos podem ser utilizados para vedação ou com função estrutural. No mercado brasileiro, os tipos mais encontrados e utilizados são os de concreto e cerâmico (RAMALHO; CORRÊA, 2003; PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

### **2.4.2 Argamassa**

A argamassa possui funções de uniformizar as tensões, garantir a aderência entre as unidades, ter a capacidade de acomodar pequenas deformações e formar elementos compostos com a finalidade de resistir às ações, além de garantir a vedação, impedindo assim a entrada de vento e água nas edificações. Além disso, permite a aderência de armaduras na junta de assentamento integrando-as à alvenaria (RAMALHO; CORRÊA, 2003; PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a argamassa é comumente constituída de areia, cimento, cal e água, e deve possuir boas características de trabalhabilidade, resistência mecânica, plasticidade e durabilidade. Apesar da importância da resistência à compressão da argamassa, a plasticidade é ainda mais importante, pois permite que as tensões possam ser distribuídas de maneira uniforme entre os blocos.

Para a dosagem correta da argamassa alguns parâmetros devem ser considerados. Conforme ABNT NBR 15812-1:2010 estipula, a resistência à compressão da argamassa deverá ser de no mínimo 1,5 MPa e no máximo 70% da resistência característica especificada para o bloco, referida a área líquida.

### **2.4.3 Graute**

O graute é composto por cimento, agregado de pequena dimensão e água, sua composição o torna relativamente fluido e com alto slump. É utilizado para o preenchimento dos vazios horizontais e verticais da alvenaria com a finalidade de aumentar a resistência e promover a solidarização das armaduras na alvenaria (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, a resistência característica do graute deve ser pelo o dobro da resistência característica do bloco. Além disto, deve ser realizada a avaliação da influência do graute na compressão por meio de ensaio de compressão de prismas.

### **2.4.4 Armaduras**

A armadura possui a mesma função que quando empregada no concreto armado, que é a de resistir a esforços de tração e cisalhamento, aumentar a resistência a cargas centradas e permitir ductilidade quando sujeitas a ações excepcionais, tais como atividades sísmicas. Além da função estrutural, as armaduras podem ser utilizadas com função construtiva para controle de fissuração proveniente de deformações de retração, térmica, cargas concentradas, entre outras (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

Conforme a ABNT NBR 15812-1:2010, a especificação do aço deverá ser realizada de acordo com a ABNT NBR 7480:2007. O módulo de elasticidade do aço poderá ser adotado como sendo 210 GPa quando não houver ensaios nem valores fornecidos pelo fabricante.

## **2.5 COORDENAÇÃO MODULAR**

A coordenação modular organiza todas as peças ou componentes que compõem uma edificação de forma a manter uma base padronizada com medidas pré-definidas. O módulo deve ser compatível com os blocos existentes no mercado local de onde será executada a edificação (TAUIL; NESE, 2010).

Ainda segundo os autores, a partir do módulo definido, o processo de organização modular acontecerá automaticamente, fazendo com que todos os

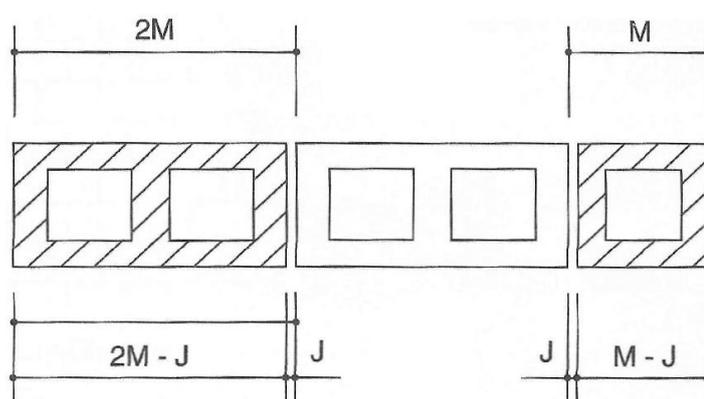
ambientes do projeto tenham as medidas internas e externas múltiplas ou submúltiplas do módulo de referência definido. Desse modo, a definição dos ambientes, de caixilhos, das instalações ou em caso de necessidade de mudança de projeto é facilitada.

A principal verificação que se deve fazer para a escolha do bloco é analisar a largura do bloco que será empregado, tendo desta forma o módulo longitudinal igual a largura do bloco. Desse modo pode-se dispensar a utilização de blocos especiais, evitando assim diversos problemas comuns na ligação entre paredes (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

### 2.5.1 Modulação horizontal

Após a determinação do módulo, chamado de  $M$ , esta medida estará se referindo ao comprimento real do bloco acrescido da espessura da junta, chamada de  $J$ . O comprimento real de um bloco inteiro será, portanto, igual a  $2M - J$  e do meio bloco será igual a  $M - J$ , conforme indicado na Figura 7. Normalmente a espessura da junta é de 1 cm, desta forma o comprimento real dos principais blocos utilizados resultará de seus comprimentos nominais (15, 20, 30, 35, 45, etc) menos 1 cm, ficando (14, 19, 29, 34, 44, etc) (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 7 – Dimensões reais e dimensões nominais

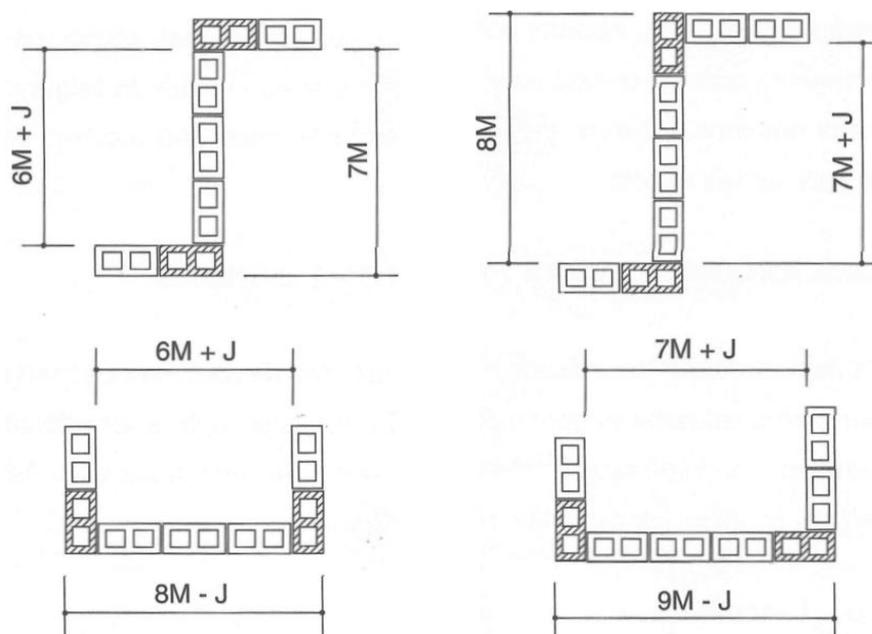


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Ramalho e Corrêa (2003) apontam alguns conceitos básicos para definição da primeira fiada, como quando a distância entre blocos de canto divida pelo módulo resultar em um número par, então os blocos de canto estarão dispostos paralelamente, já quando esta distância dividida pelo módulo resultar em um número

impar, então os blocos de canto estarão dispostos perpendicularmente. Estes casos podem ser visualizados na Figura 8.

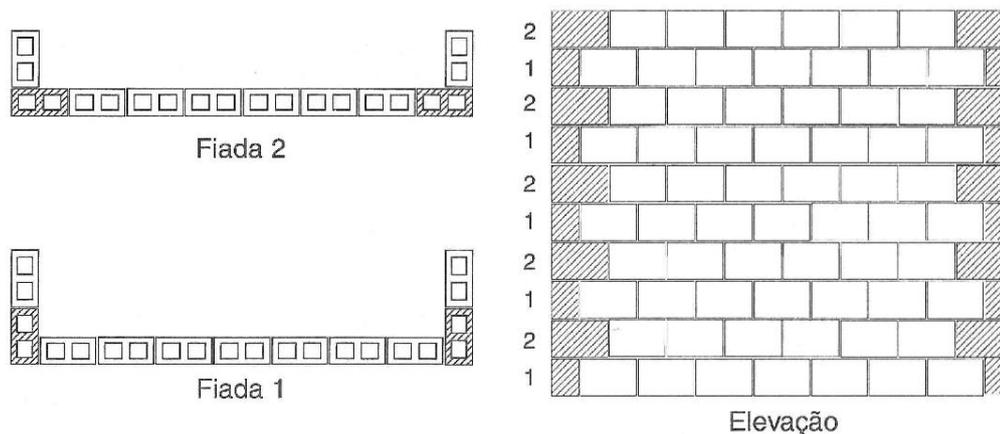
Figura 8 – Dimensões reais entre faces de blocos



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Para as demais fiadas deve-se procurar evitar ao máximo juntas prumo. Portanto, é necessário que as juntas entre as fiadas fiquem a um módulo de distância, promovendo assim uma melhor concatenação entre os blocos. Na Figura 9, pode-se visualizar um exemplo de como ficariam as duas fiadas e uma demonstração da elevação da parede (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 9 – Fiadas 1 e 2 e elevação de uma parede sem juntas a prumo

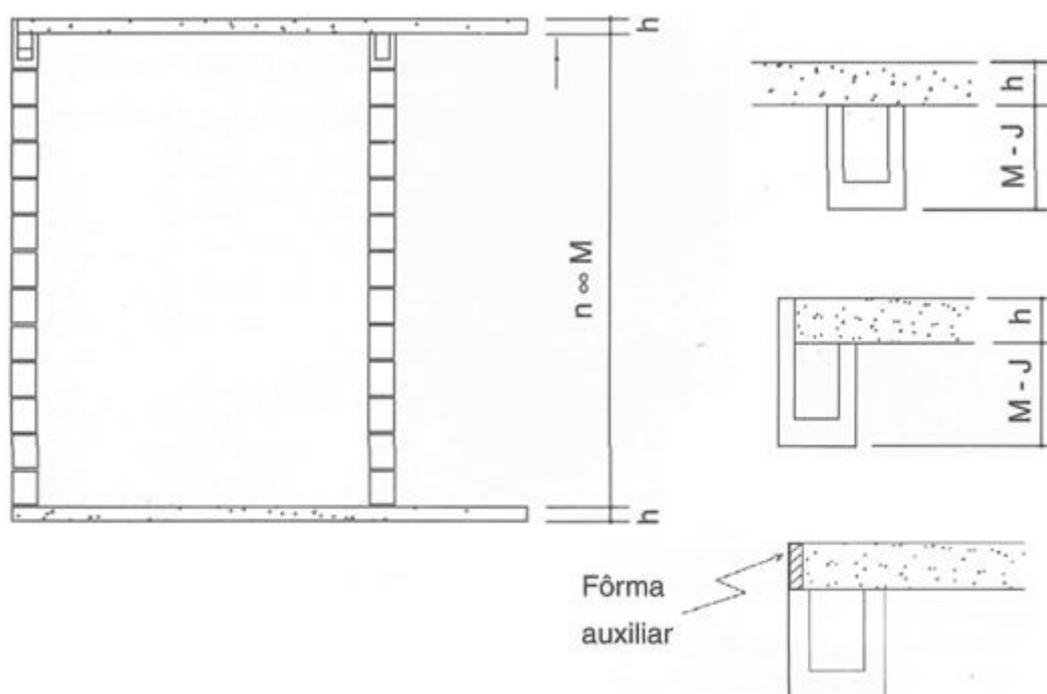


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

## 2.5.2 Modulação vertical

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a modulação vertical dificilmente provoca grandes modificações no projeto arquitetônico. Há, basicamente, duas possibilidades de modulação vertical. Uma delas adota a distância modular como sendo de piso a teto. Nesta, serão utilizados blocos J no término das paredes de extremidades, os quais contêm uma das laterais de tamanho maior que o convencional de forma a alojar a espessura da laje, se não for possível utilizar bloco J poderá ser utilizado bloco canaleta convencional, realizando-se a concretagem da laje por meio do auxílio de uma fôrma. Já as paredes internas, as mesmas terminarão com o uso de blocos canaletas comum (Figura 10).

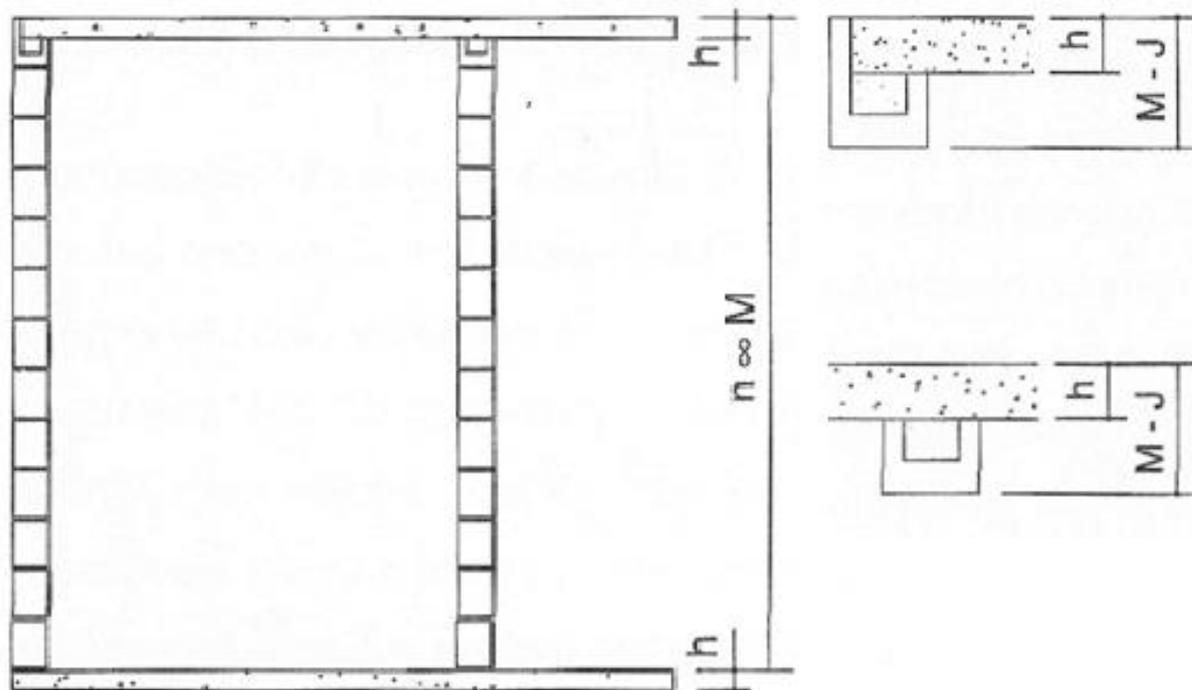
Figura 10 – Modulação de piso a teto



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

A outra possibilidade utiliza a distância modular como sendo de piso a piso. Para esta, serão utilizados blocos J no término das paredes de extremidades com uma das laterais de menor dimensão que a convencional, de forma a alojar a altura da laje. Para as paredes internas, serão utilizados blocos compensadores de modo a ajustar a distância entre piso e teto que não estará modulada (Figura 11) (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 11 – Modulação de piso a piso



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

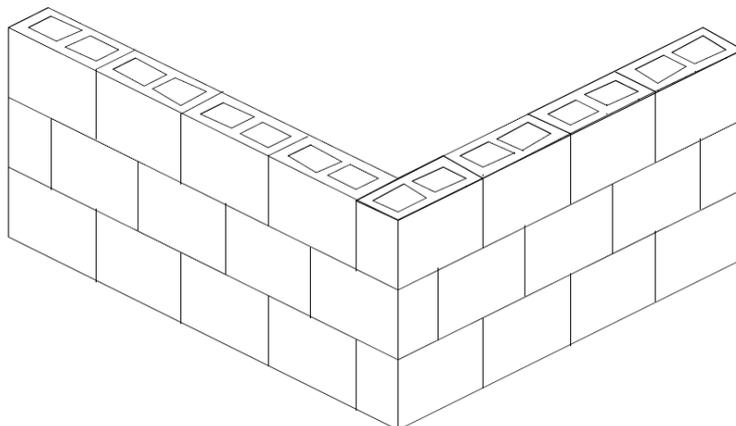
### 2.5.3 Amarração de paredes

A amarração das paredes tem grande influência na distribuição de tensões, sendo responsável por transmitir as ações de uma parede para outra, aliviando as tensões em paredes mais carregadas e transferindo parte desses carregamentos para paredes menos carregadas. Com isso, a amarração de paredes auxilia a prevenir o colapso progressivo e também serve de contraventamento das paredes. Portanto deve-se, sempre que possível, realizar a amarração entre paredes que se encontram (ACCETTI, 1998).

#### 2.5.3.1 Amarração direta

A amarração direta acontece com a disposição dos blocos nas fiadas, onde existe o intertravamento dos blocos obtido por meio da interpenetração alternada de metade do bloco na parede interceptada. Este método, apresentado na Figura 12, permite uma amarração perfeita, garantindo a eficiência na amarração (ACCETTI, 1998; PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

Figura 12 – Amarração direta de paredes

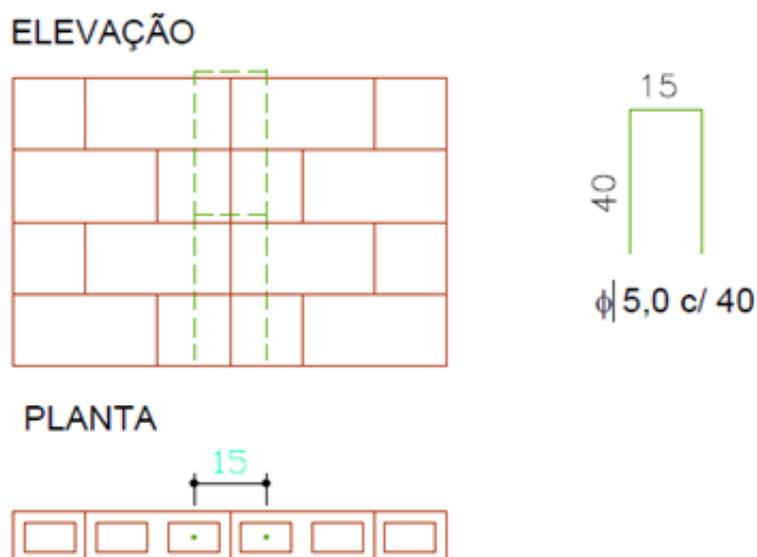


Fonte: Accetti (1998).

### 2.5.3.2 Amarração indireta

A amarração indireta acontece quando há a ocorrência de juntas a prumo. Nestes casos, recomenda-se a utilização de barras metálicas para amarrar as paredes. Podem ser utilizadas armaduras em forma de ganchos unindo as duas paredes ou podem ser utilizadas telas metálicas na junta de assentamento. Entretanto, estes métodos de amarração indireta, como o demonstrado na Figura 13, não proporcionam uma amarração perfeita e também não podem assegurar uma eficiência na amarração (ACCETTI, 1998).

Figura 13 – Amarração indireta de paredes



Fonte: Accetti (1998).

## 2.6 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Na fase da concepção estrutural se definirão quais elementos serão responsáveis por suportar as cargas resultantes de ações verticais e horizontais, que, no geral, para a alvenaria estrutural serão as paredes e as lajes. Alguns fatores como a utilização da edificação, passagem de tubulações, a existência ou não de simetria são fundamentais para se definir as paredes portantes (ACCETTI, 1998).

De acordo com Accetti (1998), a distribuição das paredes esta diretamente ligada à rigidez da edificação, de modo que a simetria estrutural é um fator fundamental para distribuição das ações laterais. Portanto, as estruturas de contraventamento consideravelmente assimétricas devem ser evitadas quando não comprometer a geometria arquitetônica definida.

Ainda, segundo Accetti (1998), quando a ação do vento acontece em um eixo simétrico da estrutura, as lajes transladam somente nesta direção. Porém quando a mesma acontece segundo um eixo não simétrico, acontecem também rotações provocando a torção da edificação. Desta forma, não se deseja que estes esforços ocorram por tornarem mais complexo o cálculo da distribuição destas ações.

### 2.6.1 Ações verticais

O carregamento vertical vai depender muito do tipo e da utilização do edifício. As principais cargas nas paredes consideradas em uma edificação residencial são as ações das lajes e o peso próprio das paredes. Pode-se utilizar a ABNT NBR 6120:1980 para obtenção dos valores mínimos de sobrecarga a serem adotados e dos pesos específicos aparente dos materiais de construção empregados nas estruturas do edifício para cálculo das cargas permanentes (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

#### 2.6.1.1 Ações das lajes

As principais ações das lajes podem ser separadas em cargas permanentes e cargas variáveis. Sendo as cargas permanentes mais comuns: peso próprio da laje, contrapiso, piso ou revestimento e também as paredes de vedação que não tenham função estrutural. Já as cargas variáveis são as sobrecargas que dependem do tipo e

da utilização do edifício. No Quadro 1 são apresentados os valores mínimos das cargas verticais para edifícios residenciais (ABNT NBR 6120:1980; RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Quadro 1 – Valores mínimos das cargas verticais

Local		Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6120 (1980).

O carregamento total das lajes é transmitido para as paredes com função estrutural que lhe servem de apoio. Vale destacar dois tipos lajes para o cálculo dessas ações, são elas as lajes armadas em uma ou duas direções (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), para lajes armadas em duas direções utiliza-se o procedimento indicado pela ABNT NBR 6118:2014 das linhas de ruptura. Já para lajes armadas em uma direção ou pré-moldadas, deve-se considerar somente a região de influência de cada apoio. Para determinação das regiões de influência, imagina-se a existência de uma linha paralela aos apoios e, então, considerando um vão  $L$ , esta linha poderá estar posicionada nas seguintes posições:

- a) a  $0,5 L$  entre dois apoios do mesmo tipo;
- b) a  $0,38 L$  do lado simplesmente apoiado e a  $0,62 L$  do lado engastado;
- c) a  $1 L$  do lado engastado quando a outro lado estiver livre.

#### 2.6.1.1.1 Pré-dimensionamento da altura das lajes

Para cálculo das cargas totais das lajes é preciso calcular o peso próprio das lajes, para isto é necessário realizar o pré-dimensionamento da altura da laje. Para realizar este pré-dimensionamento, pode-se utilizar o método abaixo, onde inicialmente se calcula a altura útil da laje por meio da Equação 2.1.

$$d = L \left( 0,028 - 0,006 * \frac{\sum leng}{u} \right) \quad (2.1)$$

Onde:

$d$  = altura útil da laje;

$L$  = menor entre os valores  $L_x$  e  $0,67L_y$ ;

$\sum leng$  = somatório dos comprimentos dos lados engastados;

$u$  = perímetro da laje.

Os valores  $L_x$  e  $L_y$  são, respectivamente, os lados de menor e maior comprimento de cada laje.

Com a altura útil das lajes, é possível calcular a altura total das mesmas por meio da equação 2.2.

$$h = d + c + \varnothing \quad (2.2)$$

Onde:

$h$  = altura da laje;

$c$  = cobrimento da armadura;

$\varnothing$  = diâmetro das barras.

#### 2.6.1.1.2 Cargas totais das lajes

As cargas totais das lajes são calculadas como a soma do peso próprio da laje, do revestimento e das cargas acidentais. O peso próprio das lajes pode ser obtido por meio da Equação 2.3.

$$PP = h * \gamma \quad (2.3)$$

Onde:

$PP$  = peso próprio da laje;

$h$  = altura da laje;

$\gamma$  = peso específico do concreto armado, adota-se  $25 \text{ kN/m}^3$ , conforme ABNT NBR 6120:1980.

O revestimento pode ser calculado pela Equação 2.4.

$$Rev = e_1 * \gamma_1 + e_2 * \gamma_2 + \dots + e_n * \gamma_n \quad (2.4)$$

Onde:

$Rev$  = carga do revestimento;

$e$  = espessura do material;

$\gamma$  = peso específico do material, obtido por meio da ABNT NBR 6120:1980.

A carga total presente em cada uma das lajes pode ser obtida pelo somatório entre peso próprio, revestimento e carga acidental, conforme a Equação 2.5.

$$q = PP + Rev + CA \quad (2.5)$$

Onde:

$q$  = carga total da laje;

$CA$  = carga acidental, obtida por meio da ABNT NBR 6120:1980.

#### 2.6.1.1.3 Reações das lajes nas paredes

Para o cálculo das reações das lajes em cada parede pode-se utilizar o método de Quinhões de Cargas, o qual pode ser realizado por meio da Equação 2.6.

$$R_i = \frac{A_i * q}{L_i} \quad (2.6)$$

Onde:

$R_i$  = reação da laje;

$A_i$  = área de influência;

$q$  = carga total da laje;

$L_i$  = comprimento da parede.

#### 2.6.1.2 Peso próprio das paredes

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), para o cálculo do peso próprio das paredes, deve-se utilizar a seguinte expressão:

$$p = \gamma e h \quad (2.7)$$

Onde,

p: peso da alvenaria;

$\gamma$ : peso específico da alvenaria, cujos valores dos materiais podem ser obtidos na ABNT NBR 6120:1980, conforme apresentado no;

e: espessura da parede (bloco + revestimento);

h: altura da parede (atentar para eventuais aberturas).

Quadro 2 – Peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )
Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6120 (1980).

### 2.6.2 Distribuição das ações verticais

As solicitações verticais nas paredes das edificações não são uniformes, o que resultaria em diferentes especificações de resistências para blocos de um mesmo pavimento. Desta forma, a parede onde houvesse maior solicitação determinaria a resistência do bloco para o pavimento e com isso acabaria onerando mais o custo da obra. A seguir, serão apresentados alguns procedimentos utilizados para se realizar a distribuição das ações verticais assim como suas vantagens e desvantagens (ACCETTI, 1998).

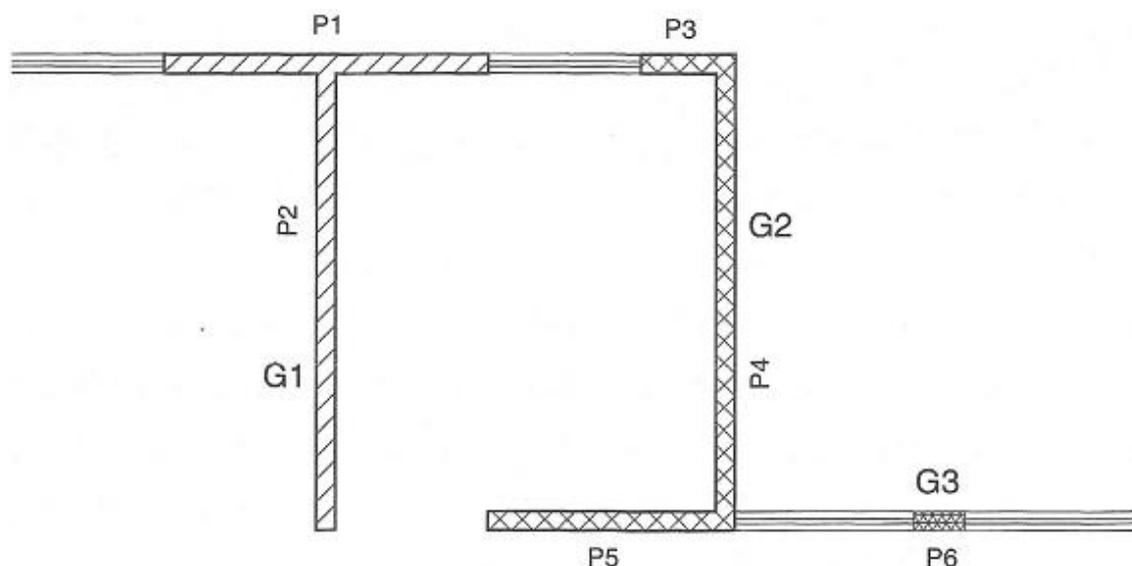
### 2.6.2.1 Paredes isoladas

Neste procedimento, considera-se cada parede como sendo um elemento independente, sem interação com os outros elementos da estrutura. O ponto positivo deste procedimento é que ele é simples, rápido e seguro, já que não considera a uniformização das cargas. Por outro lado, devido ao fato de não se considerar a uniformização das cargas, as resistências especificadas para os blocos se tornam mais elevadas, resultando, conseqüentemente, em blocos mais caros. Por este motivo, é mais recomendado a utilização deste procedimento para edificações de alturas relativamente pequenas (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

### 2.6.2.2 Grupos isolados de paredes

O procedimento dos grupos isolados de paredes considera que as cargas estejam totalmente uniformes em cada grupo isolado de parede, entretanto sem interação com os demais grupos. É um procedimento simples também, porém um pouco menos que o anterior, onde dependendo da escolha dos grupos pode acabar se tornando pouco econômico ou inseguro. Geralmente, os grupos são separados adotando-se como limites as aberturas, portas e janelas, conforme demonstrado na Figura 14 (ACCETTI, 1998; RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 14 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Entretanto, com a escolha correta dos grupos de paredes é possível se reduzir significativamente as resistências necessárias para os blocos se comparado com o procedimento anterior. Este procedimento é considerado adequado para edificações de qualquer altura (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

### 2.6.2.3 Grupos de paredes com interação

Este procedimento é semelhante ao anterior, o que difere é que neste os grupos de paredes interagem entre si segundo uma taxa pré-definida, formando macrogrupos. Desta forma, considera-se que haja também forças de interação sobre as aberturas. É um procedimento muito mais trabalhoso que os anteriores e que exigem a experiência do projetista, tanto na escolha dos macrogrupos quanto na determinação da taxa de interação, uma vez que estas escolhas podem afetar significativamente a segurança e a economia da obra (ACCETTI, 1998; RAMALHO; CORRÊA, 2003).

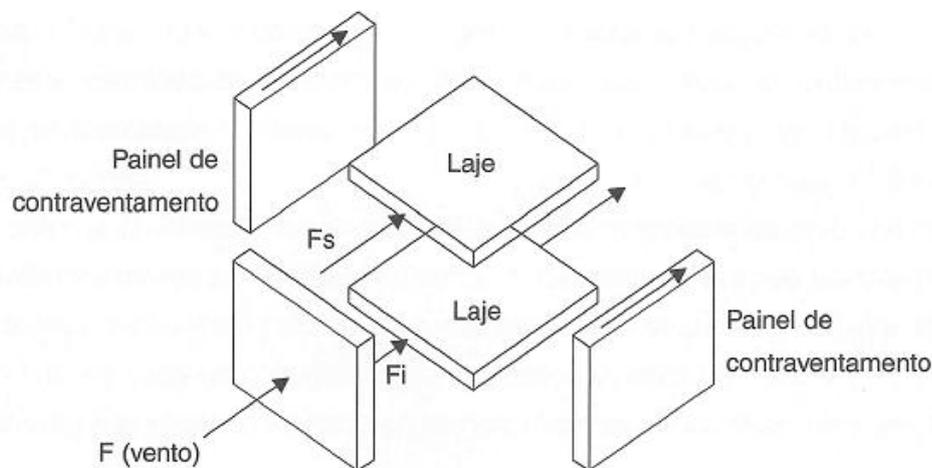
### 2.6.3 Ações horizontais

Segundo Accetti (1998), no Brasil as principais ações horizontais à serem consideradas são a ação do vento e o desaprumo. Para edificações em regiões sujeitas a ações sísmicas é indispensável a sua consideração para o cálculo estrutural da edificação.

#### 2.6.3.1 Ações do vento

Considera-se que o vento age perpendicularmente às paredes, as quais transferem as ações para as lajes dos pavimentos. Estas consideradas como diafragmas rígidos distribuem as ações para os painéis de contraventamento, de acordo com a rigidez de cada um. Esta distribuição das ações do vento é ilustrada por meio da Figura 15. Para consideração das ações do vento utilizam-se as prescrições da ABNT NBR 6123:1988 (ACCETTI, 1998; RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 15 – Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

### 2.6.3.2 Desaprumo

Ramalho e Corrêa (2003) sugerem que o desaprumo seja considerado com base nas prescrições da norma alemã DIN 1053:1974 – Alvenaria: Cálculo e Execução. Os critérios adotados por esta norma para o cálculo do desaprumo é o mais indicado pois, segundo ela, o ângulo do desaprumo tende a diminuir com o aumento da altura, uma vez que a probabilidade dos erros de prumo dos pavimentos ocorrerem sempre para o mesmo lado é muito baixa. O cálculo do ângulo de desaprumo é apresentado na Equação 2.8.

$$\varphi = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (2.8)$$

Onde:

$\varphi$  = ângulo em radianos;

H = altura da edificação em metros.

Com o ângulo de desaprumo, pode-se determinar a ação horizontal equivalente por meio da Equação 2.9:

$$F_d = \Delta P * \varphi \quad (2.9)$$

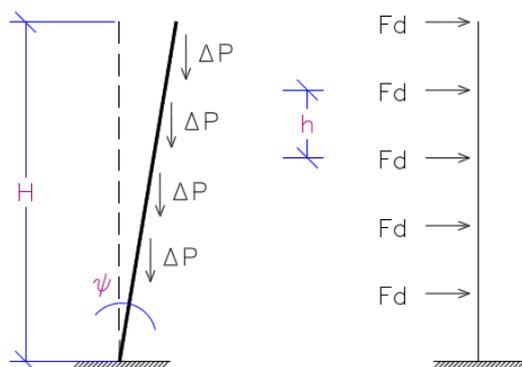
Onde:

$F_d$  = força de desaprumo;

$\Delta P$  = peso total do pavimento considerado.

As forças do desaprumo estão apresentadas na Figura 16 e podem ser simplesmente somadas com a ação dos ventos.

Figura 16 – Parâmetros para cálculo do desaprumo



Fonte: Accetti (1998).

## 2.7 DIMENSIONAMENTO

### 2.7.1 Método das tensões admissíveis

O método das tensões admissíveis é um método determinístico que introduz, por meio do coeficiente interno  $\gamma_i$ , a segurança no projeto estrutural. Este método impõe a condição de que os valores admissíveis de tensões não sejam superadas pelas tensões na estrutura, podendo ser verificada por meio da Equação 2.10 (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

$$S \leq \frac{R}{\gamma_i} \quad (2.10)$$

Onde:

S = máxima tensão atuante;

$\gamma_i$  = coeficiente de segurança interno;

R = tensão de ruptura ou escoamento do material.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), outro método de introduzir segurança no projeto estrutural é o dos estados limites, o qual define como segura a estrutura que não atinge, durante sua vida útil, nenhum dos estados limites. Os estados limites podem ser definidos como:

- a) estado limite último (ELU): é um estado em que caso ocorra implicará na paralisação de todo ou parte do uso da edificação. Os estados limites últimos a serem considerados em projeto são caracterizados pela ruptura, pela perda de equilíbrio global ou parcial, pelo colapso ou deformação plástica excessiva dos materiais, pela transformação de toda ou parte da estrutura em um sistema hipostático, entre outros (LIMA, 2008);
- b) estado limite de serviço (ELS): está associado às exigências funcionais ou de durabilidade da estrutura. Os estados limites de serviço a serem considerados são caracterizados por excesso de deslocamentos, danos ligeiros e localizados, deformações ou vibrações (LIMA, 2008; RAMALHO; CORRÊA, 2003).

A segurança baseada nos estados limites é introduzida ao projeto por meio de coeficientes de segurança externos  $\gamma_e$  referentes aos estados limites últimos. O dimensionamento é realizado por meio da Equação 2.11 (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

$$R_d - S_d \geq 0 \quad (2.11)$$

Onde:

Resistência de cálculo ( $R_d$ ) =  $R_k / \gamma_m$ ;

Solicitação de cálculo ( $S_d$ ) =  $S(\gamma_f \times F_k)$ ;

$\gamma_m$  e  $\gamma_f$  = coeficientes de ponderação;

$R_k$  e  $F_k$  = valores característicos de resistência e ação.

Os valores de  $\gamma_m$  podem ser obtidos na NBR 15812-1:2010, conforme apresentados a seguir no Quadro 3.

Quadro 3 – Valores de  $\gamma_m$

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15812-1 (2010).

## 2.7.2 Resistência dos blocos

A resistência dos blocos é o principal fator de influência na resistência à compressão da alvenaria, já que quanto maior a resistência do bloco, conseqüentemente, maior será também a resistência da alvenaria. A relação entre as resistências da parede e do bloco que a compõe é chamada de eficiência. A Equação 2.12 a seguir apresenta esta relação (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

$$n = \frac{f_{par}}{f_b} \quad (2.12)$$

Onde:

$n$  = eficiência;

$f_{par}$  = resistência da parede;

$f_b$  = resistência do bloco.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a eficiência costuma variar conforme a forma, material e até mesmo com a resistência dos blocos. O Quadro 4 apresenta uma estimativa dos valores de eficiência para os casos mais comuns no Brasil, com a execução de paredes com blocos vazados cerâmicos ou de concreto, não grauteados e com argamassas comuns.

Quadro 4 – Valores de eficiência parede-bloco

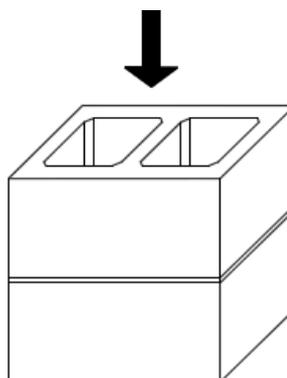
Bloco	Valor mínimo	Valor máximo
Concreto	0,40	0,60
Cerâmico	0,20	0,50

Fonte: Adaptado de Ramalho e Corrêa (2003).

## 2.7.3 Determinação das tensões admissíveis

As tensões admissíveis devem ter como base a resistência dos prismas ( $f_p$ ) aos 28 dias ou na idade em que a estrutura estará submetida à carga total. Na Figura 17 é apresentado o prisma, o qual é composto pela justaposição de dois blocos unidos pela junta de argamassa e que serão utilizados no ensaio de compressão axial (ACCETTI, 1998).

Figura 17 – Prisma



Fonte: Accetti (1998).

Para a realização dos prismas devem ser utilizados os mesmos materiais e técnicas de execução especificados para o projeto. A relação entre a resistência do prisma ( $f_p$ ) e a resistência do bloco que o compõe ( $f_b$ ) é denominada de eficiência ( $n$ ). Essa relação está apresentada na Equação 2.13. No Brasil, os valores de eficiência variam de 0,3 a 0,6 para blocos cerâmicos e de 0,5 a 0,9 para blocos de concreto (ACCETTI, 1998).

$$n = \frac{f_p}{f_b} \quad (2.13)$$

Onde:

$n$  = eficiência;

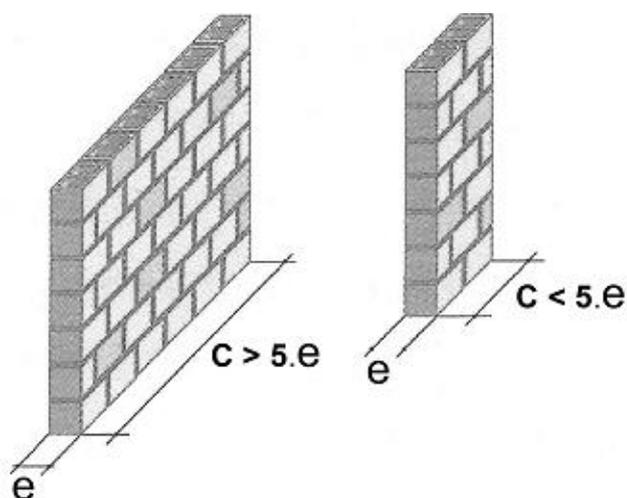
$f_p$  = resistência do prisma;

$f_b$  = resistência do bloco.

#### 2.7.4 Características geométricas para elementos de alvenaria

Os conceitos de parede e pilar são fundamentais para o entendimento das características geométricas. É entendido como parede um elemento laminar vertical, apoiado continuamente em toda sua base e com comprimento superior a cinco vezes a sua espessura. Já o pilar é um elemento estrutural similar à parede, com a diferença que o seu comprimento deve ser inferior a cinco vezes a sua espessura. Esta diferenciação pode ser visualizada na Figura 18 e é fundamental não apenas para as características geométricas, como também para o dimensionamento (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 18 – Parede e pilar



Fonte: Adaptado de Ramalho e Corrêa (2003).

#### 2.7.4.1 Espessura efetiva para pilares e paredes portantes

Para paredes sem a presença de enrijecedores, a espessura efetiva ( $t_e$ ) será a sua espessura real, descontando-se apenas os revestimentos que possam existir. Já para os casos de paredes com a presença de enrijecedores regularmente espaçados, sua espessura efetiva deve ser calculada de acordo com a Equação 2.14 (ABNT NBR 15812-1:2010).

$$t_e = \delta t \quad (2.14)$$

Onde:

$t_e$  = espessura efetiva da parede;

$\delta$  = coeficiente calculado de acordo com o Quadro 5;

$t$  = espessura da parede na região entre enrijecedores.

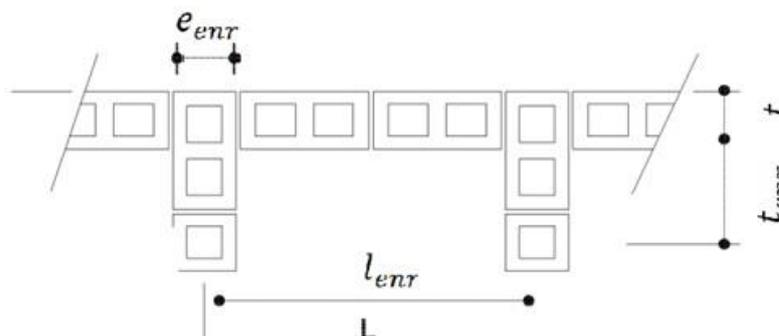
Quadro 5 – Valores do coeficiente  $\delta$  (interpoler para valores intermediários)

$l_{enr}/e_{enr}$	$t_{enr}/t = 1$	$t_{enr}/t = 2$	$t_{enr}/t = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15812-1 (2010).

Os parâmetros para o cálculo da espessura efetiva da parede estão demonstrados na Figura 19.

Figura 19 – Parâmetros para cálculo da espessura efetiva da parede



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15812-1 (2010).

Onde:

$l_{enr}$  = espaçamento entre eixos de enrijecedores adjacentes;

$e_{enr}$  = espessura dos enrijecedores;

$t_{enr}$  = comprimento dos enrijecedores;

$t$  = espessura da parede.

#### 2.7.4.2 Altura efetiva

A altura efetiva ( $h_e$ ) é um dos parâmetros fundamentais para o cálculo da esbeltez dos elementos. A ABNT NBR 15812-1:2010 apresenta as seguintes prescrições para a determinação da altura efetiva:

- Quando houver travamentos que impeçam os deslocamentos horizontais de suas extremidades, adota-se a altura efetiva como sendo igual à altura da parede;
- Quando houver uma extremidade livre e se houver travamento que impeça o deslocamento horizontal e juntamente a rotação da outra extremidade, adota-se a altura efetiva como sendo igual ao dobro da altura da parede.

#### 2.7.4.3 Esbeltez

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, a esbeltez é definida como sendo à razão entre a altura efetiva ( $h_e$ ) e a espessura efetiva ( $t_e$ ) do pilar ou parede. A

Equação 2.15 apresenta o cálculo para determinação do índice de esbeltez. Os valores máximos para a esbeltez permitidos pela norma são 24, para elementos não armados, e 30, para elementos armados.

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (2.15)$$

Onde:

$\lambda$  = índice de esbeltez;

$h_e$  = altura efetiva;

$t_e$  = espessura efetiva.

## 2.7.5 Dimensionamento à compressão simples

### 2.7.5.1 Resistência de cálculo

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, para determinação da resistência de cálculo é necessário a utilização de um coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento, que pode ser obtido por meio da Equação 2.16.

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (2.16)$$

Onde:

$\lambda$  = índice de esbeltez;

$R$  = coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

A força normal resistente de cálculo em paredes de alvenaria estrutural pode ser obtida por meio da Equação 2.17.

$$\frac{\gamma_f \cdot N_r}{A} = \frac{0,7 \cdot f_{pk}}{\gamma_m} \cdot R \quad (2.17)$$

Onde:

$\gamma_f$  e  $\gamma_m$  = coeficientes de segurança e ponderação;

$N_r$  = força normal característica;

$A$  = área da seção resistente;

$f_{pk}$  = resistência característica de compressão simples do prisma;

$R$  = coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

Já em pilares de alvenaria estrutural, a força normal resistente de cálculo deve ser obtida por meio da Equação 2.18. Em ambos os casos, deve-se desconsiderar a contribuição de possíveis armaduras existentes.

$$\frac{\gamma_f \cdot N_r}{A} = \frac{0,9 \cdot 0,7 \cdot f_{pk}}{\gamma_m} \cdot R \quad (2.18)$$

Onde:

$\gamma_f$  e  $\gamma_m$  = coeficientes de segurança e ponderação;

$N_r$  = força normal característica;

$A$  = área da seção resistente;

$f_{pk}$  = resistência característica de compressão simples do prisma;

$R$  = coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

#### 2.7.5.2 Cargas concentradas

As cargas concentradas aparecem quando vergas, vigas ou outros elementos se apoiam sobre a alvenaria de modo que a força que transmitem possa ser considerada concentrada. Esta força é calculada por meio da Equação 2.19 e este resultado não pode exceder a tensão de contato admissível (ACCETTI, 1998).

$$f_{con} = \frac{P}{a \cdot b} \quad (2.19)$$

Onde:

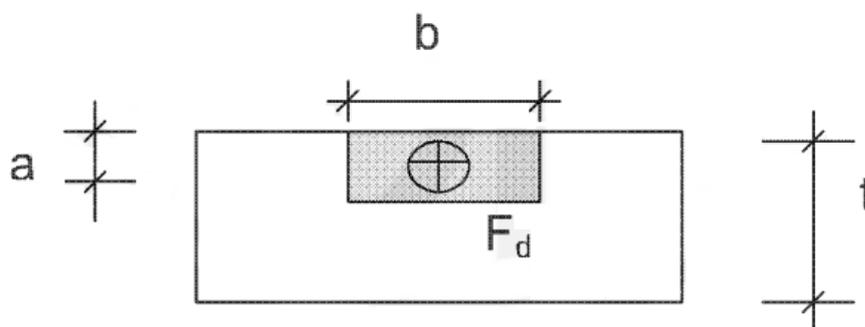
$f_{con}$  = tensão de contato atuante

$P$  = carga vertical de compressão atuante

$a$ ;  $b$  = dimensões da região de contato

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, a espessura ( $a$ ) da região de contato deve ser igual ou maior que 50 mm e também igual ou maior do que  $t/3$ , conforme apresentado na Figura 20. Além disso, tensão de contato ( $f_{con}$ ) deve ser menor ou igual a  $1,5 f_d$ .

Figura 20 – Cargas concentradas



$$a \geq 50 \text{ mm e } a \geq t/3; F_d/(ab) \leq 1,5 f_d$$

Fonte: ABNT NBR 15812-1 (2010).

### 2.7.6 Dimensionamento ao cisalhamento

A tensão de cisalhamento convencional em elementos de alvenaria deve ser calculada por meio da Equação 2.20. No caso de seção T ou L, deve-se adotar apenas a área da alma da seção para a realização do cálculo da tensão de cisalhamento (ACCETTI, 1998; ABNT NBR 15812-1:2010)

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b d} \quad (2.20)$$

Onde:

$\tau_{vd}$  = tensão de cisalhamento de cálculo;

$V_d$  = esforço cortante horizontal atuante;

$b$  = largura efetiva da seção transversal;

$d$  = altura útil da seção.

Segundo Accetti (1998), caso a tensão de cisalhamento supere o a tensão admissível de paredes e pilares sem armadura de cisalhamento, então será necessário o cálculo da armadura de cisalhamento. Na determinação desta armadura, pode-se diminuir parte da força cortante que é absorvida pela alvenaria, a qual pode ser calculada por meio da Equação 2.21.

$$V_a = f_{vd} b d \quad (2.21)$$

Onde:

$V_a$  = força cortante absorvida pela alvenaria;

$f_{vd}$  = resistência de cálculo ao cisalhamento da alvenaria;

$b$  = largura efetiva da seção transversal;

$d$  = altura útil da seção.

A armadura de cisalhamento pode então ser determinada por meio da Equação 2.22. Porém, não admite-se que o espaçamento  $s$  seja maior que 50% da altura útil. No caso de alvenarias armadas ao cisalhamento, o espaçamento não deverá ser superior a 60 cm (ABNT NBR 15812-1:2010).

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) s}{0,5 f_{yd} d} \quad (2.22)$$

Onde:

$A_{sw}$  = armadura de cisalhamento;

$V_d$  = esforço cortante horizontal atuante;

$V_a$  = força cortante absorvida pela alvenaria;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo de escoamento da armadura;

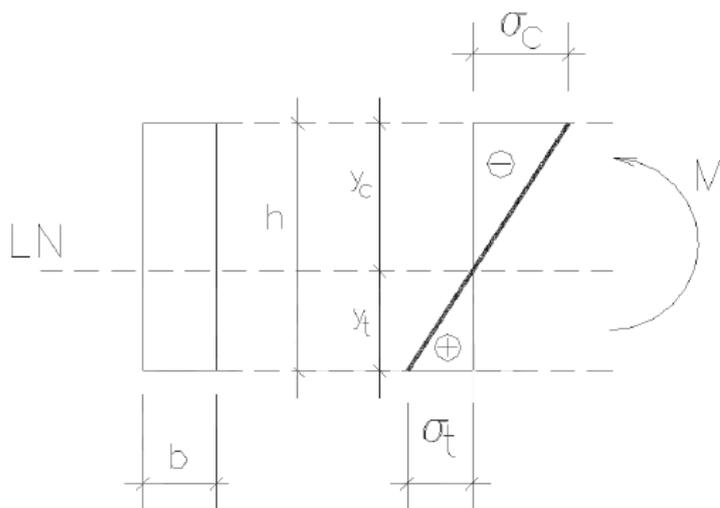
$s$  = espaçamento das barras;

$d$  = altura útil da seção

### 2.7.7 Dimensionamento à flexão simples

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, o dimensionamento para alvenaria não armada pode ser realizado com base no diagrama simplificado apresentado na Figura 21. A tensão de compressão de cálculo na flexão máxima não deve ser superior a 150% da resistência à compressão de cálculo da alvenaria, isto é,  $1,5 f_d$ . Já a tensão de tração de cálculo máxima não deve ultrapassar a resistência à tração de cálculo da alvenaria ( $f_{td}$ ).

Figura 21 – Diagramas de tensões em alvenaria não armada



Fonte: ABNT NBR 15812-1 (2010).

### 2.7.8 Dimensionamento à flexo-compressão

Segundo a ABNT NBR 15812-1:2010, para o dimensionamento à flexo-compressão para a alvenaria não armada deve-se realizar a superposição das tensões normais lineares correspondentes ao momento fletor com as tensões normais uniformes correspondentes à força de compressão para a obtenção das tensões normais na seção transversal. Estas tensões devem atender as seguintes expressões:

$$\frac{\gamma_{fq} * \varphi_0 * Q_{acidental} + \gamma_{fg} * G}{R} = \frac{\gamma_{fq} * Q_{vento}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.23)$$

$$\frac{\gamma_{fq} * Q_{acidental} + \gamma_{fg} * G}{R} = \frac{\gamma_{fq} * \varphi_0 * Q_{vento}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.24)$$

Onde:

$$\gamma_{fq} \text{ e } \gamma_{fg} = 1,4;$$

$$\gamma_m = 2,0;$$

$\varphi_0 = 0,5$  para carga acidental e  $0,6$  para o vento;

$$f_k = 0,7 \cdot f_{pk};$$

$R$  = coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

A ABNT NBR 15812-1:2010 indica que no caso de existir tensão de tração, a mesma deverá ser verificada. O valor máximo da tensão de tração não poderá ser superior à resistência de tração da alvenaria ( $f_{td}$ ).

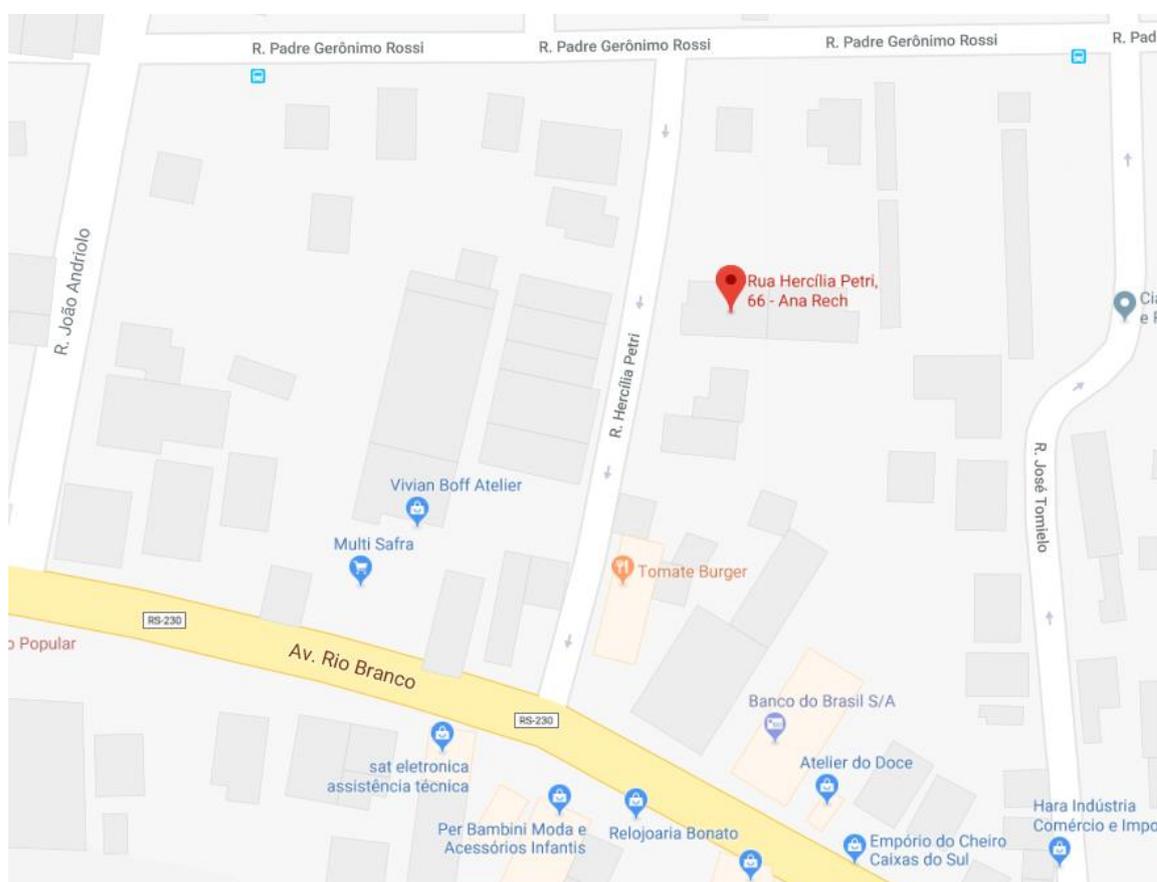
### 3 METODOLOGIA

Neste capítulo, está descrito o método utilizado para o desenvolvimento do projeto de alvenaria estrutural de uma edificação de sete pavimentos de caráter residencial, em que seis pavimentos serão no sistema construtivo mencionado. O projeto tem como objetivo analisar a viabilidade técnica do projeto de uma estrutura de seis pavimentos, em alvenaria estrutural com a utilização de blocos cerâmicos, sem a necessidade do emprego de armadura.

#### 3.1 OBJETO DE ESTUDO

O trabalho tem como objeto de estudo o Residencial Dom Leonardo, uma edificação de caráter residencial de quatro pavimentos, localizado na cidade de Caxias do Sul, no bairro Ana Rech, rua Hercília Petri, 66. A localização do edifício pode ser visualizada na Figura 22.

Figura 22 – Localização do edifício Residencial Dom Leonardo



Fonte: Google Maps (2018).

O edifício é composto por um pavimento térreo, onde está localizada a garagem, em concreto armado e seis pavimentos tipo em alvenaria estrutural. O pavimento tipo é composto por oito apartamentos e área de circulação com área total de 413 m<sup>2</sup> por pavimento. A Figura 23 mostra a planta baixa do pavimento tipo do projeto arquitetônico, já as fachadas da edificação estão apresentadas nas Figuras 24, 25 e 26.

Figura 23 – Planta baixa do pavimento tipo do Residencial Dom Leonardo



Fonte: Adaptado de Lunardi Incorporações (2018).

Figura 24 – Fachada norte do Residencial Dom Leonardo



Fonte: Adaptado de Lunardi Incorporações (2018).

Figura 25 – Fachada sul do Residencial Dom Leonardo



Fonte: Adaptado de Lunardi Incorporações (2018).

Figura 26 – Fachadas oeste e leste do Residencial Dom Leonardo



Fonte: Adaptado de Lunardi Incorporações (2018).

## 3.2 FERRAMENTAS DE CÁLCULO E PROJETO

Para o dimensionamento e análise estrutural da edificação de seis pavimentos de alvenaria estrutural foram realizadas tabelas no Excel, seguindo os critérios de dimensionamento e predisposição de carregamentos existentes conforme as normas brasileiras pertinentes, ABNT NBR 6120:1980, ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 15812-1:2010. Foram elaboradas por meio do uso do *software* AUTOCAD as modulações e detalhamentos de projeto, bem como as elevações de parede.

## 3.3 ETAPAS DE PROJETO

A seguir estão descritas as etapas que foram seguidas para a elaboração do projeto da estrutura da edificação.

### 3.3.1 Análise e definição da modulação

Inicialmente foi realizada uma análise das medidas do projeto arquitetônico de modo a verificar a compatibilidade das dimensões dos vãos com as dos blocos de alvenaria estrutural, realizando as correções e ajustes necessários. Em seguida, foram definidas as modulações, tanto horizontais quanto verticais, dos blocos a serem empregados.

### 3.3.2 Primeira e segunda fiada

Com a modulação definida, foram realizadas as plantas de primeira e segunda fiada indicando os blocos a serem utilizados e as dimensões dos vãos das esquadrias. Foram utilizadas cores diferentes para melhor visualização dos blocos com diferentes dimensões.

### 3.3.3 Elaboração de planilhas de cálculo

Foram elaboradas planilhas em Excel respeitando os critérios de dimensionamento e predisposição de carregamentos existentes conforme as normas brasileiras pertinentes para o cálculo da estrutura de alvenaria estrutural da edificação.

Com o uso destas planilhas foram realizados todos os cálculos estruturais necessários para os seis pavimentos de alvenaria estrutural.

### 3.3.4 Elevações das paredes

Com os cálculos realizados, foram desenhadas as elevações das paredes, identificando os pontos de graute de cada parede. Foram identificados também os as armaduras necessárias para cada parede.

## 3.4 PROJETO E MODULAÇÕES

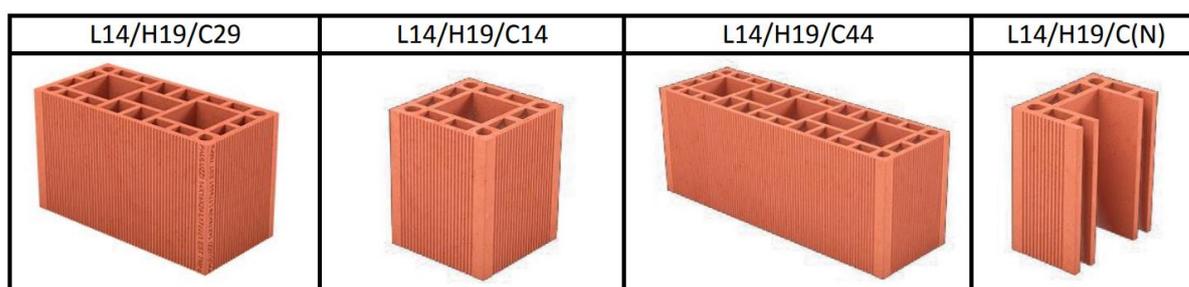
O projeto da edificação possui seis pavimentos tipo, não havendo diferenças entre eles, e cada pavimento é constituído de oito apartamentos, totalizando uma área de 413 m<sup>2</sup> por pavimento. O projeto arquitetônico deste pavimento foi disponibilizado pela Lunardi Incorporações, conforme apresentado na Figura 23.

### 3.4.1 Modulação horizontal

Após a análise do projeto arquitetônico do pavimento tipo foi definida a modulação que melhor se adaptou ao projeto. A modulação horizontal adotada, portanto, foi a de 15 cm. Foi necessário realizar alguns pequenos ajustes nas medidas do projeto arquitetônico e das esquadrias a fim de permitir a melhor modulação e amarração entre as paredes.

Os blocos utilizados no projeto foram o bloco inteiro, o meio bloco, o bloco e meio e os compensadores L14/H19/C9 e L14/H19/C24, conforme apresentados na Figura 27.

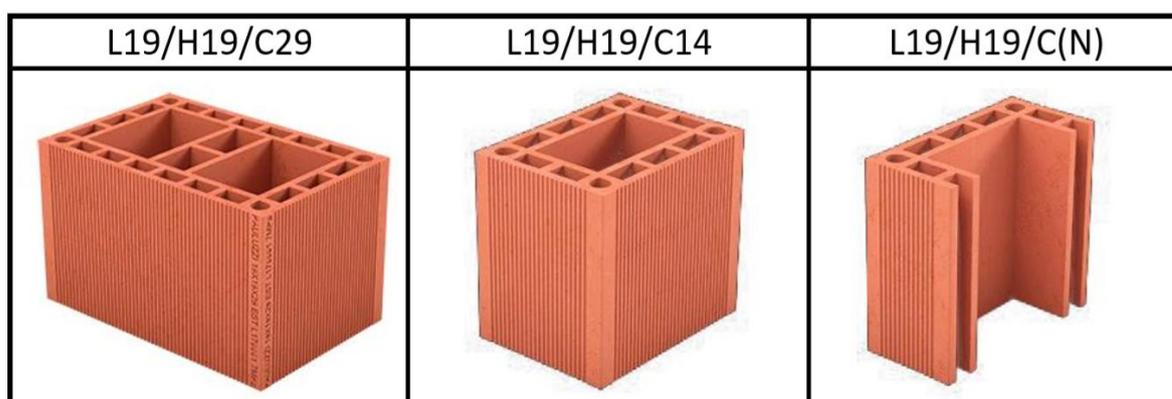
Figura 27 – Blocos utilizados de 14 cm de espessura



Fonte: Adaptado de Pauluzzi (2018).

Para as paredes da escada e do elevador, foram adotados blocos de 19 cm de espessura, visando atender as exigências solicitadas pelo Corpo de Bombeiros, que é resistência da parede a quatro horas de incêndio. Portanto, os blocos utilizados para estas paredes foram o bloco inteiro, o meio bloco e os compensadores L19/H19/C4, L19/H19/C9 e L19/H19/C24, conforme apresentados na Figura 28.

Figura 28 – Blocos utilizados de 19 cm de espessura



Fonte: Adaptado de Pauluzzi (2018).

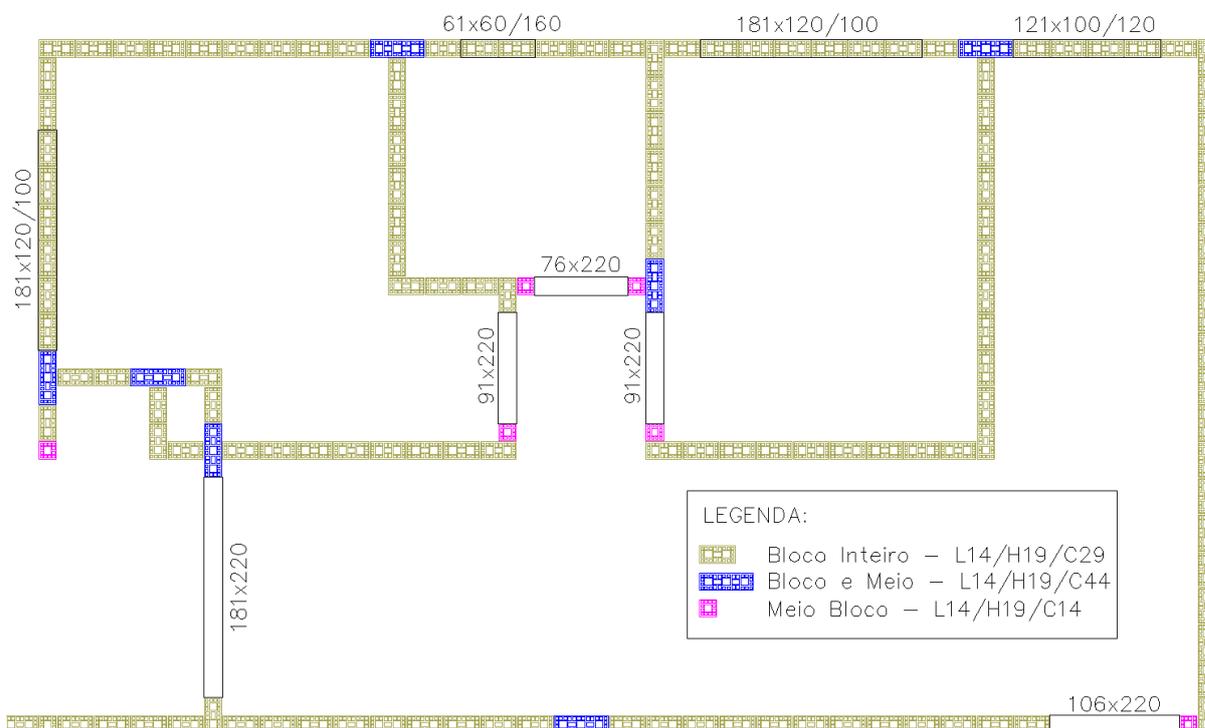
### 3.4.2 Modulação vertical

A modulação vertical adotada foi de 20 cm e o tipo de modulação de piso a piso. Foi necessário realizar alguns pequenos ajustes nas esquadrias de modo a permitir uma melhor adequação da modulação. O pé direito do pavimento tipo foi de 2,80 metros, em atendimento ao Código de Obras de Caxias do Sul (2012), que exige pé direito mínimo de 2,65 metros.

### 3.4.3 Planta de primeira e segunda fiada

As plantas de primeira e segunda fiada estão apresentadas no Apêndice A. Na Figura 29, está demonstrada a planta de primeira fiada do apartamento com final 01.

Figura 29 – Planta de primeira fiada do apartamento final 01



Fonte: do Autor (2018).

### 3.5 PÂRAMETROS DE PROJETO

#### 3.5.1 Pré-dimensionamento das lajes

O cobrimento utilizado para as lajes foi de 2,5 cm, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, por se tratar de uma região com classe de agressividade ambiental II. O diâmetro das barras utilizado foi de 5 mm, por não ter sido calculado a armadura necessária para as lajes.

#### 3.5.2 Revestimento das lajes

Para o cálculo do revestimento das lajes foi considerado como revestimento para todas as lajes do pavimento tipo: 4 cm de contrapiso e 1 cm de cerâmica, os valores de peso específico do contrapiso e da cerâmica utilizados foram, respectivamente, 21 kN/m<sup>3</sup> e 20 kN/m<sup>3</sup>, conforme valores obtidos pela ABNT NBR 6120:1980.

### 3.5.3 Cargas acidentais nas lajes

As cargas acidentais utilizadas no projeto e que estão atuando em cada uma das lajes estão apresentadas no Quadro 6. Os valores para estas cargas podem ser obtidos por meio da ABNT NBR 6120:1980.

Quadro 6 – Cargas acidentais

Local		Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Corredores	Com acesso ao público	3
Escadas	Com acesso ao público	3

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6120:1980.

## 4 RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados do projeto e dimensionamento da edificação residencial delimitada de sete pavimentos, dividido em um pavimento térreo em concreto armado e seis pavimentos tipo em alvenaria estrutural, bem como todos os procedimentos utilizados para o desenvolvimento do trabalho.

### 4.1 CARGAS VERTICAIS

As principais cargas verticais consideradas no projeto são as ações das lajes, considerando o peso próprio e as cargas acidentais à que estão sujeitas e o peso próprio das paredes. A seguir, estão descritos todos os procedimentos de cálculo necessários para obtenção destas cargas.

#### 4.1.1 Cargas provenientes das lajes

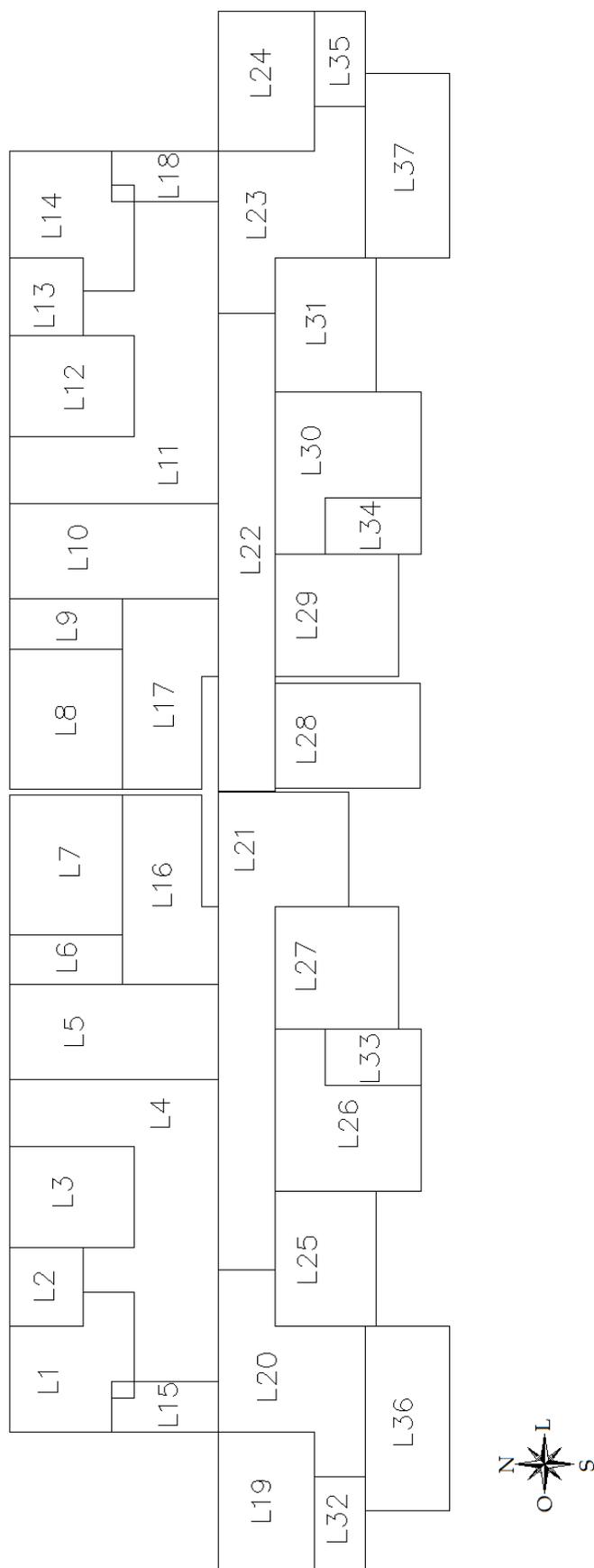
As cargas das lajes foram separadas em cargas permanentes, que seriam o peso próprio da laje, contrapiso, revestimento e paredes sem função estrutural, e as cargas variáveis provenientes de ações acidentais, que estão ligadas ao tipo de uso em cada laje. Primeiramente, foram pré-dimensionadas as alturas das lajes, tendo em vista a necessidade de determinação de seu peso próprio, por limitação do trabalho não foram dimensionadas as mesmas.

##### 4.1.1.1 Pré-dimensionamento da altura das lajes

O pré-dimensionamento da altura das lajes pode ser realizado por meio das Equações 2.1 e 2.2. O Quadro 7 apresenta as alturas das lajes calculadas, com as lajes L15 e L18 destacadas que, por se tratarem de lajes em balanço, foi utilizada uma altura mínima de 10 cm conforme especificado na norma ABNT NBR 6118:2014, uma vez que, no cálculo, as mesmas não alcançaram esta altura mínima.

A Figura 30 apresenta a numeração adotada para as lajes para uma melhor compreensão dos cálculos.

Figura 30 – Numeração das lajes



Fonte: do Autor (2018).

Quadro 7 – Altura das lajes

Lajes	lx (cm)	ly (cm)	$\Sigma$ leng (cm)	d (cm)	c (cm)	$\Phi$ l (cm)	h (cm)
L1 e L14	330	375	705	6,28	2,5	0,5	10
L2 e L13	195	210	600	3,31	2,5	0,5	8
L3 e L12	270	330	930	5,16	2,5	0,5	9
L4 e L11	225	810	1845	5,10	2,5	0,5	9
L5 e L10	255	555	1365	5,85	2,5	0,5	9
L6 e L9	135	300	735	3,10	2,5	0,5	8
L7 e L8	375	300	675	5,03	2,5	0,5	9
L15 e L18	135	285	285	3,51	2,5	0,5	10
L16 e L17	255	510	765	6,38	2,5	0,5	10
L19 e L24	255	375	630	6,28	2,5	0,5	10
L20 e L23	390	555	1890	8,18	2,5	0,5	12
L21	345	1282	3254	7,59	2,5	0,5	11
L22	150	1282	2864	3,30	2,5	0,5	10
L25 e L31	270	360	900	5,72	2,5	0,5	9
L26 e L30	390	435	1215	6,87	2,5	0,5	10
L27 e L29	330	330	660	5,53	2,5	0,5	9
L28	280	387	280	6,93	2,5	0,5	10
L32 e L35	135	255	390	3,38	2,5	0,5	8
L33 e L34	150	255	405	3,75	2,5	0,5	8
L36 e L37	225	495	495	5,84	2,5	0,5	9

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.1.1.2 Cargas totais das lajes

As cargas totais das lajes pode ser obtida por meio da Equação 2.5, conforme apresentado no item 2.6.1.1.2. No Quadro 8 podem ser visualizadas todas as cargas atuantes em cada uma das lajes.

Quadro 8 – Cargas das lajes

(continua)

Lajes	Tipo de uso	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Revestimento (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Acidental (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )
L1 e L14	Dormitório	2,5	1,04	1,5	5,04
L2 e L13	Banheiro	2	1,04	1,5	4,54
L3 e L12	Dormitório	2,25	1,04	1,5	4,79

(conclusão)

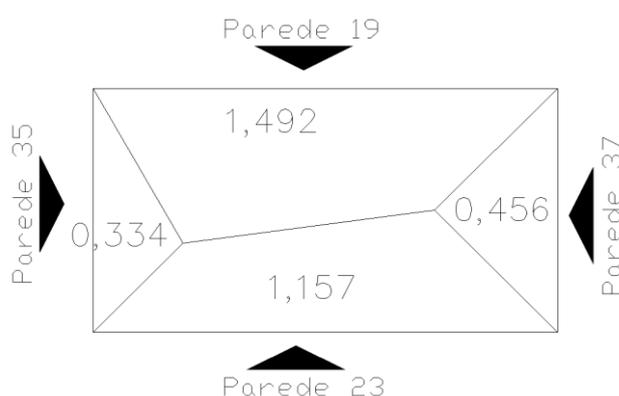
Lajes	Tipo de uso	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Revestimento (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Acidental (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )
L4 e L11	Lavanderia	2,25	1,04	2	5,29
L5 e L10	Dormitório	2,25	1,04	1,5	4,79
L6 e L9	Banheiro	2	1,04	1,5	4,54
L7 e L8	Lavanderia	2,25	1,04	2	5,29
L15 e L18	Sacada	2,5	1,04	2	5,54
L16 e L17	Cozinha	2,5	1,04	1,5	5,04
L19 e L24	Dormitório	2,5	1,04	1,5	5,04
L20 e L23	Cozinha	3	1,04	1,5	5,54
L21	Corredor	2,75	1,04	3	6,79
L22	Corredor	2,5	1,04	3	6,54
L25 e L31	Lavanderia	2,25	1,04	2	5,29
L26 e L30	Sala	2,5	1,04	1,5	5,04
L27 e L29	Dormitório	2,25	1,04	1,5	4,79
L28	Escada	2,5	1,04	3	6,54
L32 e L35	Banheiro	2	1,04	1,5	4,54
L33 e L34	Banheiro	2	1,04	1,5	4,54
L36 e L37	Lavanderia	2,25	1,04	2	5,29

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.1.1.3 Reações das lajes em cada parede

O cálculo das reações das lajes em cada parede foi realizado por meio da Equação 2.6. A Figura 31 apresenta o cálculo das áreas de influência das cargas provenientes da laje 32 e que descarrega estas cargas nas paredes 19, 23, 35 e 37.

Figura 31 – Áreas de influência da laje 32



Fonte: do Autor (2018).

As reações encontradas das lajes nas paredes podem ser visualizadas no Quadro 9

Quadro 9 – Reações das lajes nas paredes

(continua)

Lajes	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )	Parede	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Ri (kN/m)
L1	5,04	1	1,486	2,85	2,628
		3	0,607	0,90	3,399
		5	0,967	1,35	3,610
		9	1,260	2,40	2,646
		38	1,728	2,70	3,226
		40	0,178	0,60	1,495
		41	3,126	1,95	8,080
		43	0,456	1,35	1,702
L2	4,54	1	0,636	2,10	1,375
		3	1,102	2,10	2,382
		41	1,178	1,95	2,743
		45	1,178	1,95	2,743
L3	4,79	1	1,052	2,70	1,866
		10	1,822	2,70	3,232
		45	3,017	3,30	4,379
		47	3,017	3,30	4,379
L4	5,29	1	0,468	1,80	1,375
		3	0,360	1,20	1,587
		9	2,830	2,40	6,238
		10	4,039	2,70	7,913
		15	8,241	8,10	5,382
		40	0,731	2,25	1,719
		43	0,810	1,35	3,174
		45	0,810	1,35	3,174
		47	3,242	3,30	5,197
49	4,255	5,55	4,056		
L5	4,79	1	0,939	2,55	1,764
		15	1,626	2,55	3,054
		49	5,794	5,55	5,001
		51	5,794	5,55	5,001

(continuação)

Lajes	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )	Parede	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Ri (kN/m)
L6	4,54	1	0,263	1,35	0,884
		7	0,456	1,35	1,534
		51	1,666	3,00	2,521
		52	1,666	3,00	2,521
L7	5,29	1	2,471	3,75	3,486
		VIGA	4,279	3,75	6,036
		52	2,853	3,00	5,031
		56	1,647	3,00	2,904
L8	5,29	2	2,471	3,75	3,486
		VIGA	4,279	3,75	6,036
		63	2,853	3,00	5,031
		58	1,647	3,00	2,904
L9	4,54	2	0,263	1,35	0,884
		8	0,456	1,35	1,534
		63	1,666	3,00	2,521
		64	1,666	3,00	2,521
L10	4,79	2	0,939	2,55	1,764
		16	1,626	2,55	3,054
		64	5,794	5,55	5,001
		66	5,794	5,55	5,001
L11	5,29	2	0,468	1,80	1,375
		4	0,360	1,20	1,587
		12	2,830	2,40	6,238
		11	4,039	2,70	7,913
		16	8,241	8,10	5,382
		75	0,731	2,25	1,719
		72	0,810	1,35	3,174
		70	0,810	1,35	3,174
		68	3,242	3,30	5,197
66	4,255	5,55	4,056		
L12	4,79	2	1,052	2,70	1,866
		11	1,822	2,70	3,232
		68	3,017	3,30	4,379
		70	3,017	3,30	4,379

(continua)

(continuação)

Lajes	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )	Parede	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Ri (kN/m)
L13	4,54	2	0,636	2,10	1,375
		4	1,102	2,10	2,382
		70	1,178	1,95	2,743
		73	1,178	1,95	2,743
L14	5,04	2	1,486	2,85	2,628
		4	0,607	0,90	3,399
		6	0,967	1,35	3,610
		12	1,260	2,40	2,646
		76	1,728	2,70	3,226
		75	0,178	0,60	1,495
		73	3,126	1,95	8,080
72	0,456	1,35	1,702		
L15	5,54	5	0,911	1,35	3,738
		15	0,911	1,35	3,738
		40	2,025	2,85	3,936
L16	5,04	7 + VIGA	5,307	5,10	5,245
		13	2,390	3,00	4,015
		15	1,386	2,10	3,326
		51	1,626	2,55	3,214
		53	0,139	0,40	1,751
		56	0,807	2,10	1,937
L17	5,04	8 + VIGA	5,307	5,10	5,245
		14	2,390	3,00	4,015
		16	1,386	2,10	3,326
		64	1,626	2,55	3,214
		61	0,139	0,40	1,751
		58	0,807	2,10	1,937
L18	5,54	6	0,911	1,35	3,738
		16	0,911	1,35	3,738
		75	2,025	2,85	3,936
L19	5,04	15	2,310	3,75	3,105
		19	4,001	3,75	5,377
		35	1,190	2,55	2,352
		39	2,061	2,55	4,074

(continua)

(continuação)

Lajes	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )	Parede	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Ri (kN/m)
L20	5,54	15	2,494	4,35	3,176
		17	1,125	1,50	4,155
		19	0,810	1,20	3,740
		VIGA	2,278	4,05	3,116
		37	0,456	1,35	1,871
		39	4,559	2,55	9,905
		42	2,701	2,40	6,235
		44	0,563	1,50	2,079
L21	6,79	15	8,912	12,82	4,720
		17	7,313	9,75	5,093
		VIGA	1,725	3,07	3,815
		44	0,563	1,50	2,549
		54	3,890	1,95	13,545
		VIGA	2,830	3,45	5,570
L22	6,54	16	9,053	12,82	4,618
		18	9,053	12,82	4,618
		VIGA	0,563	1,50	2,455
		71	0,563	1,50	2,455
L23	5,54	16	2,494	4,35	3,176
		18	1,125	1,50	4,155
		20	0,810	1,20	3,740
		VIGA	2,278	4,05	3,116
		78	0,456	1,35	1,871
		77	4,559	2,55	9,905
		74	2,701	2,40	6,235
		71	0,563	1,50	2,079
L24	5,04	16	2,310	3,75	3,105
		20	4,001	3,75	5,377
		80	1,190	2,55	2,352
		77	2,061	2,55	4,074
L25	5,29	17	3,232	3,60	4,749
		25	1,866	3,60	2,742
		42	2,311	2,70	4,528
		VIGA	2,311	2,70	4,528

(continua)

(continuação)

Lajes	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )	Parede	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Ri (kN/m)
L26	5,04	17	2,757	4,35	3,194
		21	1,012	1,50	3,400
		29	1,487	2,85	2,630
		46 + VIGA	2,980	3,90	3,851
		48	4,448	2,55	8,791
		50	0,456	1,35	1,702
L27	4,79	17	2,722	3,30	3,951
		27	1,993	3,30	2,893
		50	3,452	3,30	5,011
		54	2,722	3,30	3,951
L28	6,54	VIGA	5,430	2,80	12,683
		31	5,430	2,80	12,683
L29	4,79	18	3,452	3,30	5,011
		28	1,993	3,30	2,893
		65	3,452	3,30	5,011
		62	1,993	3,30	2,893
L30	5,04	18	2,757	4,35	3,194
		22	1,012	1,50	3,400
		32	1,487	2,85	2,630
		69 + VIGA	2,980	3,90	3,851
		67	4,448	2,55	8,791
		65	0,456	1,35	1,702
L31	5,29	18	3,232	3,60	4,749
		26	1,866	3,60	2,742
		VIGA	2,311	2,70	4,528
L32	4,54	74	2,311	2,70	4,528
		19	1,492	2,55	2,656
		23	1,157	2,55	2,060
		35	0,334	1,35	1,123
L33	4,54	37	0,456	1,35	1,534
		21	0,563	1,50	1,704
		29	0,412	1,50	1,247
		48	1,606	2,55	2,859
		50	1,244	2,55	2,215

(continua)

(conclusão)

Lajes	Carga Total (kN/m <sup>2</sup> )	Parede	Área de Influência (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Ri (kN/m)
L35	4,54	20	1,492	2,55	2,656
		24	1,157	2,55	2,060
		80	0,334	1,35	1,123
		78	0,456	1,35	1,534
L36	5,29	23 + VIGA	5,886	4,95	6,290
		33	3,398	4,95	3,631
		36	0,927	2,25	2,179
		42	0,927	2,25	2,179
L37	5,29	24 + VIGA	5,886	4,95	6,290
		34	3,398	4,95	3,631
		74	0,927	2,25	2,179
		79	0,927	2,25	2,179

Fonte: do Autor (2018).

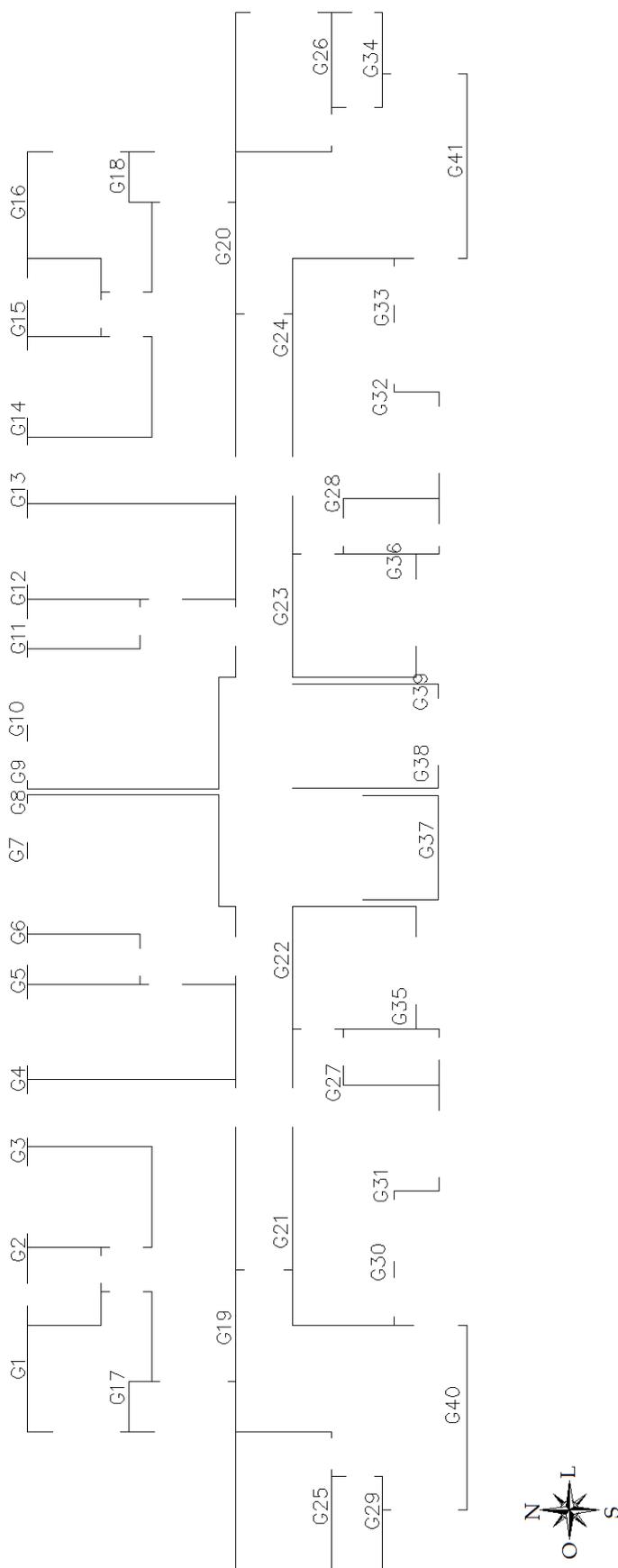
#### 4.1.2 Distribuição das ações verticais

A distribuição das ações verticais foi realizada por meio do método dos grupos isolados de paredes, considerando as cargas uniformes em cada grupo. Os grupos foram definidos utilizando as esquadrias como limites, e considerando as cargas das esquadrias como carga concentrada nos grupos.

A separação dos grupos isolados de paredes realizada pode ser visualizada na Figura 32. Nesta figura pode-se também observar a junta de dilatação térmica executada no centro da edificação devido ao comprimento total da edificação de 41,7 metros requisitar a necessidade da mesma.

É possível visualizar a numeração das paredes por meio do Apêndice A. Nele estão identificadas todas as paredes do pavimento tipo.

Figura 32 – Separação dos grupos isolados de paredes



Fonte: do Autor (2018).

Com os grupos isolados de paredes definidos foi possível calcular a carga total em cada grupo somando a carga da parede, as reações das lajes e as cargas concentradas das esquadrias e vigas, conforme apresentado no Quadro 10.

Quadro 10 – Cargas totais nos grupos

(continua)

Grupo	Pa- rede	Comp. da pa- rede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esqua- dria (m)	Carga da parede com esqua- dria (tf/m)	Rea- ção da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G1	1	2,85	0,714			0,268	2,799			
	1	0,52	0,714	0,61	0,633	0,140	0,680			
	3	0,90	0,714			0,590	1,173			
	3	0,22	0,714	0,76	0,201	0,405	0,476	10,687	7,33	1,458
	38	0,67	0,714	1,81	0,480	0,329	1,431			
	41	1,95	0,714			1,104	3,544			
	43	0,22	0,714	0,91	0,201	0,497	0,584			
G2	1	0,97	0,714	0,61	0,633	0,140	1,064			
	1	0,37	0,714	1,81	0,480	0,190	0,941			
	3	0,22	0,714	0,76	0,201	0,405	0,476	6,059	3,73	1,624
	45	1,95	0,714			0,726	2,808			
	45	0,22	0,714	0,91	0,201	0,770	0,768			
G3	1	0,52	0,714	1,81	0,480	0,190	1,077			
	1	0,22	0,714	1,21	0,531	0,140	0,594			
	10	2,70	0,714			1,137	4,997	13,015	6,96	1,870
	45	0,22	0,714	0,91	0,201	0,770	0,768			
	47	3,30	0,714			0,977	5,579			
G4	1	0,37	0,714	1,21	0,531	0,140	0,722			
	1	0,37	0,714	1,81	0,480	0,180	0,928			
	15	0,22	0,714	1,06	0,201	1,030	1,036			
	15	2,55	0,714			0,793	3,842	19,172	10,70	1,792
	15	0,22	0,714	1,06	0,201	0,821	0,879			
	49	5,55	0,714			0,923	9,088			
	51	1,42	0,714	0,91	0,201	0,838	2,676			
G5	1	0,37	0,714	1,81	0,480	0,180	0,928			
	1	0,52	0,714	0,61	0,633	0,090	0,639			
	7	0,22	0,714	0,76	0,201	0,691	0,648	7,472	4,33	1,726
	51	3,00	0,714			0,767	4,443			
	51	0,22	0,714	0,91	0,201	0,838	0,814			

(continuação)

Grupo	Parede	Comp. da parede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esquadria (m)	Carga da parede com esquadria (tf/m)	Reação da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G6	1	0,22	0,714	0,61	0,633	0,090	0,397	9,121	3,81	2,394
	1	0,22	0,714	1,81	0,480	0,355	0,991			
	7	0,37	0,714	0,76	0,201	0,691	0,859			
	52	3,00	0,714	3,75	0,141	0,770	6,873			
G7	1	0,44	0,714	1,81	0,480	0,355	1,227	1,696	0,44	3,856
				1,06	0,531		0,470			
G8	1	0,22	0,714	1,06	0,531	0,355	0,705	15,473	9,59	1,613
	13	3,00	0,714			0,409	3,370			
	15	0,82	0,714	1,06	0,201	0,821	1,800			
	15			3,07	0,115		1,831			
	53	0,45	0,714			0,179	0,402			
	56	3,00	0,714			0,296	3,030			
	56	2,10	0,714	3,75	0,141	0,197	4,335			
G9	2	0,22	0,714	1,06	0,531	0,355	0,705	15,427	9,59	1,609
	14	3,00	0,714			0,409	3,370			
	16	0,82	0,714	1,06	0,201	0,810	1,786			
	16			3,07	0,115		1,799			
	61	0,45	0,714			0,179	0,402			
	58	3,00	0,714			0,296	3,030			
	58	2,10	0,714	3,75	0,141	0,197	4,335			
G10	2	0,44	0,714	1,81	0,480	0,355	1,227	1,696	0,44	3,856
				1,06	0,531		0,470			
G11	2	0,22	0,714	0,61	0,633	0,090	0,397	9,121	3,81	2,394
	2	0,22	0,714	1,81	0,480	0,355	0,991			
	8	0,37	0,714	0,76	0,201	0,691	0,859			
	63	3,00	0,714	3,75	0,141	0,770	6,873			
G12	2	0,37	0,714	1,81	0,480	0,180	0,928	7,472	4,33	1,726
	2	0,52	0,714	0,61	0,633	0,090	0,639			
	8	0,22	0,714	0,76	0,201	0,691	0,648			
	64	3,00	0,714			0,767	4,443			
	64	0,22	0,714	0,91	0,201	0,838	0,814			

(continua)

(continuação)

Grupo	Pa- rede	Comp. da pa- rede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esqua- dria (m)	Carga da parede com esqua- dria (tf/m)	Rea- ção da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G13	2	0,37	0,714	1,21	0,531	0,140	0,722	19,129	10,70	1,788
	2	0,37	0,714	1,81	0,480	0,180	0,928			
	16	0,22	0,714	1,06	0,201	1,020	1,028			
	16	2,55	0,714			0,782	3,816			
	16	0,22	0,714	1,06	0,201	0,810	0,871			
	66	5,55	0,714			0,923	9,088			
	64	1,42	0,714	0,91	0,201	0,838	2,676			
G14	2	0,52	0,714	1,81	0,480	0,190	1,077	13,015	6,96	1,870
	2	0,22	0,714	1,21	0,531	0,140	0,594			
	11	2,70	0,714			1,137	4,997			
	70	0,22	0,714	0,91	0,201	0,770	0,768			
	68	3,30	0,714			0,977	5,579			
G15	2	0,97	0,714	0,61	0,633	0,140	1,064	6,059	3,73	1,624
	2	0,37	0,714	1,81	0,480	0,190	0,941			
	4	0,22	0,714	0,76	0,201	0,405	0,476			
	70	1,95	0,714			0,726	2,808			
	70	0,22	0,714	0,91	0,201	0,770	0,768			
G16	2	2,85	0,714			0,268	2,799	10,687	7,33	1,458
	2	0,52	0,714	0,61	0,633	0,140	0,680			
	4	0,90	0,714			0,590	1,173			
	4	0,22	0,714	0,76	0,201	0,405	0,476			
	76	0,67	0,714	1,81	0,480	0,329	1,431			
	73	1,95	0,714			1,104	3,544			
	72	0,22	0,714	0,91	0,201	0,497	0,584			
G17	5	1,35	0,714	0,90	0,714	0,749	2,297	9,957	5,68	1,753
	9	2,40	0,714			0,906	3,888			
	38	0,22	0,714	1,81	0,480	0,329	0,962			
	38	0,67	0,714				0,478			
	40	0,60	0,714			0,554	0,761			
	40	0,22	0,714	1,81	0,201	0,577	0,988			
	43	0,22	0,714	0,91	0,201	0,497	0,584			

(continua)

(continuação)

Grupo	Pa-rede	Comp. da pa-rede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esqua-dria (m)	Carga da parede com esqua-dria (tf/m)	Rea-ção da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G18	6	1,35	0,714	0,90	0,714	0,749	2,297	9,957	5,68	1,753
	12	2,40	0,714			0,906	3,888			
	76	0,22	0,714	1,81	0,480	0,329	0,962			
	76	0,67	0,714				0,478			
	75	0,60	0,714			0,554	0,761			
	75	0,22	0,714	1,81	0,201	0,577	0,988			
	72	0,22	0,714	0,91	0,201	0,497	0,584			
G19	15	3,75	0,714			0,317	3,865	26,715	15,45	1,729
	15	1,35	0,714			0,705	1,916			
	15	3,00	0,714			0,873	4,760			
	15	3,82	0,714	1,06	0,201	1,030	7,315			
	19	0,17	0,714	0,91	0,201	0,930	0,794			
	35	0,37	0,714	1,81	0,480	0,240	1,004			
	39	2,55	0,714			1,425	5,455			
	40	0,22	0,714	1,81	0,201	0,577	0,988			
	44	0,22	0,714	1,06	0,201	0,472	0,618			
G20	16	3,75	0,714			0,317	3,865	26,662	15,45	1,726
	16	1,35	0,714			0,705	1,916			
	16	3,00	0,714			0,873	4,760			
	16	3,82	0,714	1,06	0,201	1,020	7,270			
	20	0,17	0,714	0,91	0,201	0,930	0,794			
	80	0,37	0,714	1,81	0,480	0,240	1,004			
	77	2,55	0,714			1,425	5,455			
	75	0,22	0,714	1,81	0,201	0,577	0,988			
	71	0,22	0,714	1,06	0,201	0,462	0,610			
G21	17	1,50	0,714			0,908	2,433	19,791	8,98	2,204
	17	2,10	0,714	2,70	0,101	1,004	4,897			
	17	1,72	0,714	1,06	0,201	0,845	3,236			
	25	0,22	0,714	1,06	0,531	0,280	0,648			
	42	0,52	0,714	1,21	0,531	0,222	0,943			
	42	0,30	0,714	4,05	0,152	0,684	2,669			
	42	2,40	0,714			1,097	4,348			
	44	0,22	0,714	1,06	0,201	0,472	0,618			

(continua)

(continuação)

Grupo	Pa- rede	Comp. da pa- rede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esqua- dria (m)	Carga da parede com esqua- dria (tf/m)	Rea- ção da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G22	17	1,57	0,714	1,06	0,201	0,845	3,002	17,020	9,21	1,848
	17	3,30	0,714			0,922	5,400			
	27	0,82	0,714	1,81	0,480	0,295	1,529			
	50	0,22	0,714	0,91	0,201	0,685	0,711			
	54	1,95	0,714			1,784	4,871			
	54	1,35	0,714			0,403	1,508			
G23	18	1,57	0,714	1,06	0,201	0,797	2,901	14,066	9,21	1,527
	18	3,30	0,714			0,982	5,596			
	28	0,82	0,714	1,81	0,480	0,295	1,529			
	65	0,22	0,714	0,91	0,201	0,685	0,711			
	62	3,30	0,714			0,295	3,330			
G24	18	1,50	0,714			0,908	2,433	19,574	8,98	2,180
	18	2,10	0,714	2,70	0,101	0,955	4,796			
	18	1,72	0,714	1,06	0,201	0,797	3,127			
	26	0,22	0,714	1,06	0,531	0,280	0,648			
	74	0,52	0,714	1,21	0,531	0,222	0,943			
	74	0,30	0,714	4,05	0,152	0,684	2,669			
	74	2,40	0,714			1,097	4,348			
71	0,22	0,714	1,06	0,201	0,462	0,610				
G25	19	2,55	0,714			0,819	3,910	6,968	3,98	1,751
	19	0,17	0,714	0,91	0,201	0,930	0,794			
	35	0,52	0,714	0,61	0,633	0,115	0,659			
	35	0,37	0,714	1,81	0,480	0,240	1,004			
	37	0,37	0,714	0,76	0,201	0,347	0,601			
G26	20	2,55	0,714			0,819	3,910	6,968	3,98	1,751
	20	0,17	0,714	0,91	0,201	0,930	0,794			
	80	0,52	0,714	0,61	0,633	0,115	0,659			
	80	0,37	0,714	1,81	0,480	0,240	1,004			
	78	0,37	0,714	0,76	0,201	0,347	0,601			
G27	21	0,52	0,714	0,76	0,201	0,520	0,916	7,805	4,41	1,770
	29	0,67	0,714	1,81	0,378	0,268	1,243			
	29	0,67	0,714	0,61	0,633	0,127	0,795			
	48	2,55	0,714			1,188	4,850			

(continua)

(continuação)

Grupo	Parede	Comp. da parede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esquadria (m)	Carga da parede com esquadria (tf/m)	Reação da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G28	22	0,52	0,714	0,76	0,201	0,520	0,916	7,805	4,41	1,770
	32	0,67	0,714	1,81	0,378	0,268	1,243			
	32	0,67	0,714	0,61	0,633	0,127	0,795			
	67	2,55	0,714			1,188	4,850			
G29	23	1,65	0,714			0,210	1,525	6,785	3,21	2,114
	23	0,90	0,714	4,05	0,152	0,851	3,659			
	35	0,22	0,714	0,61	0,633	0,115	0,410			
	36	0,22	0,714	1,81	0,378	0,222	0,749			
	37	0,22	0,714	0,76	0,201	0,347	0,442			
G30	25	0,44	0,714	1,06	0,531	0,280	0,867	1,540	0,44	3,499
				1,66	0,531		0,673			
G31	25	0,22	0,714	1,66	0,531	0,280	0,891	4,458	1,79	2,490
	29	0,37	0,714	1,81	0,378	0,268	0,948			
	46	1,20	0,714	2,70	0,101	0,393	2,618			
G32	26	0,22	0,714	1,66	0,531	0,280	0,891	4,458	1,79	2,490
	32	0,37	0,714	1,81	0,378	0,268	0,948			
	69	1,20	0,714	2,70	0,101	0,393	2,618			
G33	26	0,44	0,714	1,06	0,531	0,280	0,867	1,540	0,44	3,499
				1,66	0,531		0,673			
G34	24	1,65	0,714			0,210	1,525	6,785	3,21	2,114
	24	0,90	0,714	4,05	0,152	0,851	3,659			
	80	0,22	0,714	0,61	0,633	0,115	0,410			
	79	0,22	0,714	1,81	0,378	0,222	0,749			
	78	0,22	0,714	0,76	0,201	0,347	0,442			
G35	21	0,22	0,714	0,76	0,201	0,520	0,546	6,444	3,88	1,661
	27	0,67	0,714	1,81	0,480	0,295	1,377			
	29	0,22	0,714	0,61	0,633	0,127	0,417			
	50	0,60	0,714			0,226	0,564			
	50	1,95	0,714			0,737	2,829			
	50	0,22	0,714	0,91	0,201	0,685	0,711			

(continua)

(conclusão)

Grupo	Parede	Comp. da parede (m)	Carga da parede (tf/m)	Comp. da esquadria (m)	Carga da parede com esquadria (tf/m)	Reação da Laje (tf/m)	Carga total (tf)	Carga total no Grupo (tf)	Comp. Total do Grupo (m)	Peso total no Grupo (tf/m)
G36	22	0,22	0,714	0,76	0,201	0,520	0,546	6,444	3,88	1,661
	28	0,67	0,714	1,81	0,480	0,295	1,377			
	32	0,22	0,714	0,61	0,633	0,127	0,417			
	65	0,60	0,714			0,226	0,564			
	65	1,95	0,714			0,737	2,829			
	65	0,22	0,714	0,91	0,201	0,685	0,711			
G37	30	2,80	0,952				2,666	10,384	6,80	1,527
	55	2,00	0,952	3,00	0,113		3,409			
	57	2,00	0,952	3,45	0,129		4,310			
G38	31	0,60	0,952	1,81	0,480	1,293	2,952	9,981	4,47	2,233
	59	3,87	0,952	3,07	0,115		6,569			
G39				1,50	0,056		0,460	9,072	4,27	2,125
	31	0,40	0,952	1,81	0,480	1,293	2,503			
G40	60	3,87	0,952	3,07	0,115		6,569	6,778	5,39	1,258
	33	4,95	0,714			0,370	5,367			
	36	0,22	0,714	1,81	0,378	0,222	0,749			
G41	42	0,22	0,714	1,21	0,531	0,222	0,662	6,778	5,39	1,258
	34	4,95	0,714			0,370	5,367			
G41	79	0,22	0,714	1,81	0,378	0,222	0,749	6,778	5,39	1,258
	74	0,22	0,714	1,21	0,531	0,222	0,662			

Fonte: do Autor (2018).

## 4.2 AÇÕES HORIZONTAIS

As ações horizontais consideradas no projeto foram as ações de desaprumo e vento.

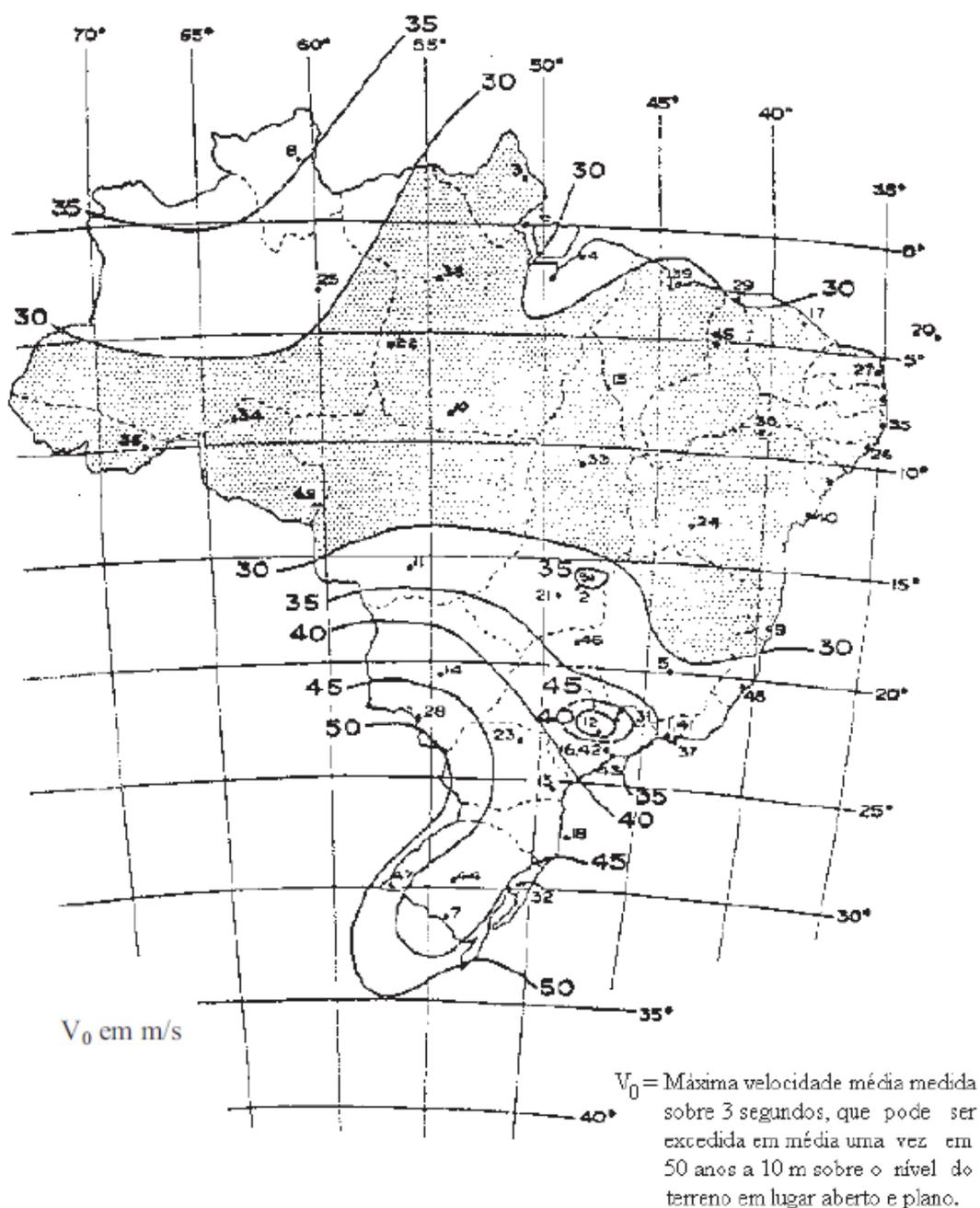
### 4.2.1 Ações do vento

Para determinação das ações horizontais devido ao vento utilizam-se as prescrições da norma ABNT NBR 6123:1988.

#### 4.2.1.1 Velocidade básica do vento ( $V_0$ )

A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, que é excedida uma vez em cinquenta anos, a dez metros acima do terreno, sendo este em campo aberto e plano. Ela pode ser definida por meio da Figura 33 da ABNT NBR 6123:1988. Para a região onde o prédio se encontra, em Ana Rech, a velocidade média adotada para este trabalho foi de 42 m/s.

Figura 33 – Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)



#### 4.2.1.2 Fator topográfico ( $S_1$ )

O fator  $S_1$ , leva em consideração as variações do relevo do terreno, podendo ser determinado conforme a ABNT NBR 6123:1988. Para este trabalho foi considerado  $S_1$  igual a 1,0 por se tratar de um terreno fracamente acidentado.

#### 4.2.1.3 Fator rugosidade ( $S_2$ )

Este fator considera a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação. De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, a edificação se encontra em um terreno de categoria IV, cidades pequenas e arredores, e de classe B, com a maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 metros. Os valores do fator  $S_2$  encontrados para cada pavimento está apresentado no Quadro 11.

Quadro 11 – Fator  $S_2$  para cada pavimento

Pavimento	z (m)	$S_2$
1	5,6	0,77
2	8,4	0,81
3	11,2	0,85
4	14	0,87
5	16,8	0,9
6	19,6	0,91

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.1.4 Fator estatístico ( $S_3$ )

Este fator é baseado em conceitos estatísticos, levando em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O valor de  $S_3$  adotado para este projeto foi de 1,0, valor utilizado para edificações residenciais, conforme ABNT NBR 6123:1988.

#### 4.2.1.5 Velocidade característica do vento ( $V_k$ )

Com os valores de  $V_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  definidos foi possível calcular a velocidade característica do vento por meio da Equação 4.1.

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (4.1)$$

Onde:

$V_k$  = Velocidade característica do vento;

$V_0$  = Velocidade básica do vento;

$S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  = Fatores determinados por meio da ABNT NBR 6123:1988.

Quadro 12 – Velocidade característica do vento por pavimento

Pavimento	$V_0$ (m/s)	$S_1$	$S_2$	$S_3$	Velocidade característica do vento, $V_k$ (m/s)
1	42	1	0,77	1	32,34
2	42	1	0,81	1	34,02
3	42	1	0,85	1	35,7
4	42	1	0,87	1	36,54
5	42	1	0,9	1	37,8
6	42	1	0,91	1	38,22

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.1.6 Pressão dinâmica do vento ( $C_a$ )

Com a velocidade característica do vento, é possível calcular a pressão dinâmica do vento por meio da Equação 4.2.

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (4.2)$$

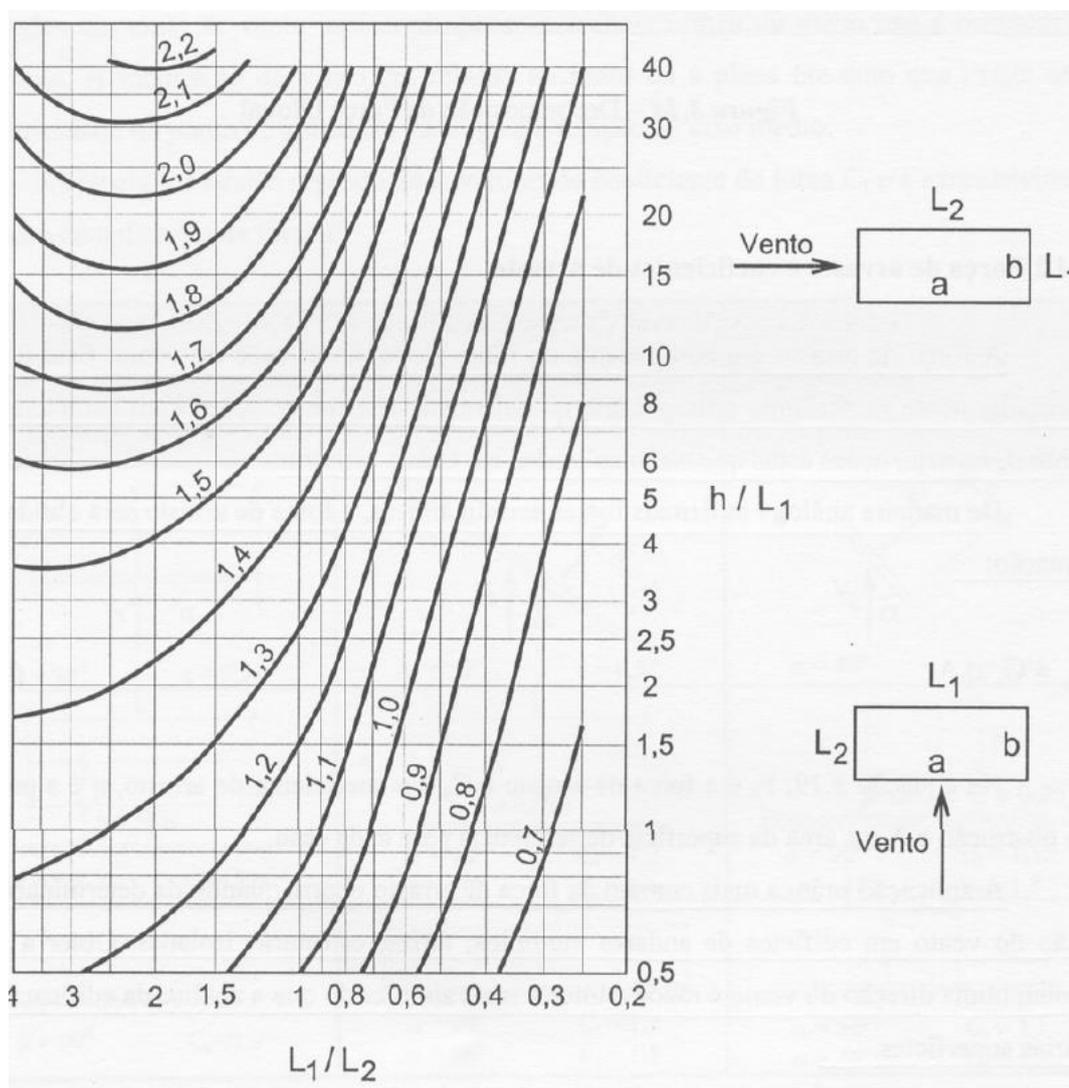
Onde:

$q$  = Pressão dinâmica do vento.

#### 4.2.1.7 Coeficiente de arrasto ( $C_a$ )

Para determinação do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), foi considerado vento de baixa turbulência, pois a edificação encontra-se em um local de campo aberto. Os coeficientes de arrasto podem ser definidos da Figura 34.

Figura 34 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Os coeficientes de arrasto adotados para as direções x e y podem ser visualizados no Quadro 13.

Quadro 13 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ )

	X	Y
H	22,5	22,5
l1	11,85	21
l2	21	11,85
h/l1	1,90	1,07
l1/l2	0,56	1,77
$C_a$	0,97	1,26

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.1.8 Força de arrasto ( $F_a$ )

A força de arrasto é a componente da força global na direção do vento. Esta força é obtida por meio da Equação 4.3.

$$F_a = C_a * q * A \quad (4.3)$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto;

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica do vento;

$A$  = área da fachada perpendicular à direção do vento.

Os resultados obtidos para a força de arrasto em cada pavimento nas duas direções estão apresentados no Quadro 14.

Quadro 14 – Força de arrasto por pavimento nas direções x e y

Pavimento	Pressão Dinâmica (kN/m <sup>2</sup> )	Área da Fachada, em x (m <sup>2</sup> )	Fa, em x (kN)	Área da Fachada, em y (m <sup>2</sup> )	Fa, em y (kN)
1	0,6411	33,18	20,63	29,4	23,75
2	0,7095	33,18	22,83	29,4	26,28
3	0,7813	33,18	25,14	29,4	28,94
4	0,8185	33,18	26,34	29,4	30,32
5	0,8759	33,18	28,19	29,4	32,45
6	0,8955	33,18	28,82	29,4	33,17

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.2 Desaprumo

Para o cálculo da força de desaprumo, primeiramente foi necessário calcular o peso total por pavimento pelo somatório das cargas totais em cada grupo. O peso total por pavimento está apresentado a seguir no Quadro 15.

Quadro 15 – Peso total por pavimento

Pavimento	Peso total do pavimento (tf)	Peso total do pavimento (kN)
1	420,032	4119,110
2	420,032	4119,110
3	420,032	4119,110
4	420,032	4119,110
5	420,032	4119,110
6	420,032	4119,110

Fonte: do Autor (2018).

Em seguida foi calculado o ângulo de desaprumo e a força de desaprumo por meio das Equações 2.8 e 2.9, respectivamente. Os resultados encontrados para a força de desaprumo estão apresentados no Quadro 16.

Quadro 16 – Força horizontal do desaprumo

Pavimento	Altura prédio (m)	Ângulo de desaprumo (rad)	Peso do Pavimento (kN)	Força horizontal do desaprumo (kN)
1	22,5	0,002108	4119,11	8,684
2	22,5	0,002108	4119,11	8,684
3	22,5	0,002108	4119,11	8,684
4	22,5	0,002108	4119,11	8,684
5	22,5	0,002108	4119,11	8,684
6	22,5	0,002108	4119,11	8,684

Fonte: do Autor (2018).

### 4.2.3 Momento gerado pelas forças horizontais em cada pavimento

Para o cálculo do momento gerado em cada pavimento pelas forças horizontais é necessário somar a força devida ao vento e ao desaprumo. O momento é calculado então conforme a Equação 4.4, onde leva em consideração a força aplicada em cada pavimento multiplicada pela distância entre o andar que se está sendo calculado e o andar em que a força está sendo aplicada.

$$M_i = F_i * \Delta H_i \quad (4.4)$$

Onde:

$M_i$  = momento do pavimento;

$F_i$  = força total do pavimento;

$\Delta H_i$  = distância entre o pavimento que se está calculando e onde a força é aplicada.

Os resultados dos esforços referentes às forças horizontais encontrados nas direções x e y estão apresentados nos Quadros 17 e 18, respectivamente.

Quadro 17 – Momento gerado em cada pavimento na direção x

Pavimento	F total, em x (kN)	F acumulada, em x (kN)	Momento, em x (kN.m)
1	29,318	204,07	2081,33
2	31,518	174,75	1509,94
3	33,828	143,23	1020,64
4	35,026	109,40	619,59
5	36,874	74,38	313,27
6	37,504	37,50	105,01

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 18 – Momento gerado em cada pavimento na direção y

Pavimento	F total, em y (kN)	F acumulada, em y (kN)	Momento, em y (kN.m)
1	32,434	227,01	2318,48
2	34,965	194,58	1682,85
3	37,625	159,61	1138,03
4	39,003	121,99	691,12
5	41,130	82,98	349,55
6	41,855	41,85	117,19

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.4 Momento de inércia

O cálculo do momento de inércia foi realizado, por meio da Equação 4.5, para cada uma das direções x e y, considerando somente os grupos que compõem o contraventamento da edificação.

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (4.5)$$

Onde:

I = momento de inércia;

b = largura da parede;

h = comprimento total das paredes do grupo.

Com isto, foi calculado que parcela de esforço cada grupo irá resistir por meio da relação  $r/R$ , em que  $r$  é o momento de inércia de cada grupo e  $R$  é o somatório de todas os momentos de inércia. Para o cálculo do momento de inércia dos grupos a edificação foi dividida no centro, onde está localizada a junta de dilatação, em lado Oeste e lado Leste. Para o lado Oeste, os resultados encontrados para os momentos de inércia e suas parcelas em cada grupo estão apresentados nos Quadros 19 e 20, e correspondem aos esforços nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 19 – Momento de inércia do lado Oeste, na direção x

Grupo	Momento de Inércia, em x (m <sup>4</sup> )	r/R
G1	0,447	0,020
G17	0,029	0,001
G19	19,759	0,895
G25	0,235	0,011
G29	0,193	0,009
G40	1,415	0,064

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 20 – Momento de inércia do lado Oeste, na direção y

Grupo	Momento de Inércia, em y (m <sup>4</sup> )	r/R
G1	0,09002	0,01451
G2	0,11921	0,01922
G3	0,41927	0,06758
G4	1,99446	0,32147
G5	0,38951	0,06278
G6	0,31500	0,05077
G8	1,54760	0,24945
G19	0,19429	0,03132
G22	0,41927	0,06758
G27	0,19345	0,03118
G29	0,00037	0,00006
G31	0,02016	0,00325
G35	0,24796	0,03997
G37	0,25333	0,04083
G40	0,00025	0,00004

Fonte: do Autor (2018).

Para o lado Leste, os resultados encontrados para os momentos de inércia e suas parcelas em cada grupo estão apresentados nos Quadros 21 e 22, e correspondem aos esforços nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 21 – Momento de inércia do lado Leste, na direção x

Grupo	Momento de Inércia, em x (m <sup>4</sup> )	r/R
G16	0,447	0,020
G18	0,029	0,001
G20	19,759	0,895
G26	0,235	0,011
G34	0,193	0,009
G41	1,415	0,064

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 22 – Momento de inércia do lado Leste, na direção y

Grupo	Momento de Inércia, em y (m <sup>4</sup> )	r/R
G9	1,54760	0,19840
G11	0,31500	0,04038
G12	0,38951	0,04993
G13	1,99446	0,25568
G14	0,41927	0,05375
G15	0,11921	0,01528
G16	0,09002	0,01154
G20	0,19429	0,02491
G23	0,41927	0,05375
G28	0,19345	0,02480
G32	0,02016	0,00258
G34	0,00037	0,00005
G36	0,24796	0,03179
G38	0,92484	0,11856
G39	0,92484	0,11856
G41	0,00025	0,00003

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.5 Força horizontal em cada grupo

Após a definição da parcela de esforço que cada grupo que compõe a estrutura de contraventamento receberá de carga, foi possível calcular a força destas ações nos mesmos pela multiplicação da força horizontal do pavimento com a parcela

de esforço em cada grupo. Os Quadros 23 e 24 apresentam as forças encontradas para o lado Oeste da edificação, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 23 – Força horizontal em cada grupo do lado Oeste, na direção x

Grupo	F horizontal em cada grupo, na direção x (kN)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G1	3,073	2,656	2,194	1,686	1,153	0,583
G17	0,198	0,171	0,141	0,108	0,074	0,037
G19	136,006	117,538	97,103	74,598	51,023	25,793
G25	1,616	1,397	1,154	0,886	0,606	0,306
G29	1,332	1,151	0,951	0,730	0,500	0,253
G40	9,740	8,417	6,954	5,342	3,654	1,847

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 24 – Força horizontal em cada grupo do lado Oeste, na direção y

Grupo	F horizontal em cada grupo, na direção y (kN)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G1	2,205	1,905	1,574	1,209	0,827	0,418
G2	2,920	2,524	2,085	1,602	1,095	0,554
G3	10,269	8,875	7,332	5,633	3,853	1,948
G4	48,852	42,219	34,879	26,795	18,327	9,265
G5	9,541	8,245	6,812	5,233	3,579	1,809
G6	7,716	6,668	5,509	4,232	2,895	1,463
G8	37,907	32,760	27,064	20,792	14,221	7,189
G19	4,759	4,113	3,398	2,610	1,785	0,903
G22	10,269	8,875	7,332	5,633	3,853	1,948
G27	4,738	4,095	3,383	2,599	1,778	0,899
G29	0,009	0,008	0,007	0,005	0,003	0,002
G31	0,494	0,427	0,353	0,271	0,185	0,094
G35	6,074	5,249	4,336	3,331	2,279	1,152
G37	6,205	5,363	4,430	3,403	2,328	1,177
G40	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001

Fonte: do Autor (2018).

Os Quadros 25 e 26 apresentam as forças encontradas para o lado Leste da edificação, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 25 – Força horizontal em cada grupo do lado Leste, na direção x

Grupo	F horizontal em cada grupo, na direção x (kN)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G16	3,073	2,656	2,194	1,686	1,153	0,583
G18	0,198	0,171	0,141	0,108	0,074	0,037
G20	136,006	117,538	97,103	74,598	51,023	25,793
G26	1,616	1,397	1,154	0,886	0,606	0,306
G34	1,332	1,151	0,951	0,730	0,500	0,253
G41	9,740	8,417	6,954	5,342	3,654	1,847

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 26 – Força horizontal em cada grupo do lado Leste, na direção y

Grupo	F horizontal em cada grupo, na direção y (kN)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G9	30,149	26,055	21,525	16,537	11,311	5,718
G11	6,137	5,303	4,381	3,366	2,302	1,164
G12	7,588	6,558	5,418	4,162	2,847	1,439
G13	38,855	33,579	27,741	21,312	14,576	7,369
G14	8,168	7,059	5,832	4,480	3,064	1,549
G15	2,322	2,007	1,658	1,274	0,871	0,440
G16	1,754	1,516	1,252	0,962	0,658	0,333
G20	3,785	3,271	2,702	2,076	1,420	0,718
G23	8,168	7,059	5,832	4,480	3,064	1,549
G28	3,769	3,257	2,691	2,067	1,414	0,715
G32	0,393	0,339	0,280	0,215	0,147	0,074
G34	0,007	0,006	0,005	0,004	0,003	0,001
G36	4,831	4,175	3,449	2,650	1,812	0,916
G38	18,017	15,571	12,864	9,882	6,759	3,417
G39	18,017	15,571	12,864	9,882	6,759	3,417
G41	0,005	0,004	0,003	0,003	0,002	0,001

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.2.6 Momento em cada grupo

Com a definição da parcela de esforço de cada grupo, também foi possível calcular os momentos em cada grupo que compõe a estrutura de contraventamento. Para isto, foi multiplicado o momento encontrado em cada pavimento pela parcela de esforço em cada grupo.

Os momentos encontrados para o lado Oeste da edificação estão apresentados nos Quadros 27 e 28, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 27 – Momento em cada grupo do lado Oeste, na direção x

Grupo	Momento em cada grupo, na direção x (kN.m)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G1	31,767	23,161	15,724	9,580	4,860	1,632
G17	2,042	1,489	1,011	0,616	0,312	0,105
G19	1405,772	1024,955	695,848	423,961	215,085	72,221
G25	16,703	12,178	8,268	5,037	2,556	0,858
G29	13,763	10,035	6,812	4,151	2,106	0,707
G40	100,670	73,399	49,831	30,361	15,403	5,172

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 28 – Momento em cada grupo do lado Oeste, na direção y

Grupo	Momento em cada grupo, na direção y (kN.m)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G1	22,790	16,616	11,281	6,873	3,487	1,171
G2	30,182	22,006	14,940	9,102	4,618	1,551
G3	106,146	77,392	52,542	32,012	16,241	5,453
G4	504,943	368,156	249,943	152,284	77,257	25,941
G5	98,612	71,899	48,812	29,740	15,088	5,066
G6	79,749	58,146	39,475	24,051	12,202	4,097
G8	391,808	285,670	193,943	118,164	59,947	20,129
G19	49,189	35,864	24,348	14,835	7,526	2,527
G22	106,146	77,392	52,542	32,012	16,241	5,453
G27	48,976	35,709	24,243	14,770	7,493	2,516
G29	0,094	0,069	0,047	0,028	0,014	0,005
G31	5,104	3,721	2,526	1,539	0,781	0,262
G35	62,777	45,771	31,074	18,933	9,605	3,225
G37	64,137	46,763	31,747	19,343	9,813	3,295
G40	0,063	0,046	0,031	0,019	0,010	0,003

Fonte: do Autor (2018).

Os Quadros 29 e 30 apresentam os momentos encontrados para o lado Leste da edificação, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 29 – Momento em cada grupo do lado Leste, na direção x

Grupo	Momento em cada grupo, na direção x (kN.m)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G16	31,767	23,161	15,724	9,580	4,860	1,632
G18	2,042	1,489	1,011	0,616	0,312	0,105
G20	1405,772	1024,955	695,848	423,961	215,085	72,221
G26	16,703	12,178	8,268	5,037	2,556	0,858
G34	13,763	10,035	6,812	4,151	2,106	0,707
G41	100,670	73,399	49,831	30,361	15,403	5,172

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 30 – Momento em cada grupo do lado Leste, na direção y

Grupo	Momento em cada grupo, na direção y (kN.m)					
	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav	6º Pav
G9	311,626	227,208	154,253	93,982	47,679	16,010
G11	63,429	46,246	31,397	19,129	9,705	3,259
G12	78,432	57,185	38,823	23,654	12,000	4,029
G13	401,608	292,814	198,793	121,119	61,447	20,633
G14	84,424	61,554	41,789	25,461	12,917	4,337
G15	24,005	17,502	11,882	7,240	3,673	1,233
G16	18,126	13,216	8,972	5,466	2,773	0,931
G20	39,122	28,524	19,365	11,799	5,986	2,010
G23	84,424	61,554	41,789	25,461	12,917	4,337
G28	38,953	28,401	19,282	11,748	5,960	2,001
G32	4,059	2,960	2,009	1,224	0,621	0,209
G34	0,075	0,055	0,037	0,023	0,011	0,004
G36	49,930	36,404	24,715	15,058	7,639	2,565
G38	186,227	135,779	92,181	56,164	28,493	9,567
G39	186,227	135,779	92,181	56,164	28,493	9,567
G41	0,050	0,036	0,025	0,015	0,008	0,003

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.3 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

Neste item, estão descritos todos os procedimentos realizados para o dimensionamento da estrutura em alvenaria da edificação.

### 4.3.1 Verificação à compressão simples

A verificação à compressão simples nos grupos de paredes foi realizada por meio das Equações 2.17 e 2.18, para paredes e pilar, respectivamente. Por meio destas equações foi possível determinar a resistência do prisma ( $f_{pk}$ ) necessário para cada grupo, e com este foi possível calcular a resistência necessária do bloco ( $f_{bk}$ ) utilizando a Equação 2.12, sendo a eficiência ( $n$ ) adotada para este trabalho igual a 0,5.

Com o uso destas equações, foi possível determinar a resistência necessária dos primas ( $f_{pk}$ ), conforme está apresentado no Quadro 31.

Quadro 31 – Resistência dos prismas de cada grupo por pavimento

(continua)

Grupo	6º Pav	5º Pav	4º Pav	3º Pav	2º Pav	1º Pav
	Fpk (MPa)					
G1	0,476	0,952	1,428	1,904	2,380	2,857
G2	0,530	1,061	1,591	2,122	2,652	3,182
G3	0,611	1,221	1,832	2,442	3,053	3,663
G4	0,585	1,170	1,755	2,340	2,925	3,510
G5	0,563	1,127	1,690	2,254	2,817	3,381
G6	0,782	1,563	2,345	3,127	3,908	4,690
G7	1,399	2,798	4,197	5,595	6,994	8,393
G8	0,527	1,054	1,581	2,107	2,634	3,161
G9	0,525	1,051	1,576	2,101	2,626	3,152
G10	1,399	2,798	4,197	5,595	6,994	8,393
G11	0,782	1,563	2,345	3,127	3,908	4,690
G12	0,563	1,127	1,690	2,254	2,817	3,381
G13	0,584	1,168	1,751	2,335	2,919	3,503
G14	0,611	1,221	1,832	2,442	3,053	3,663
G15	0,530	1,061	1,591	2,122	2,652	3,182
G16	0,476	0,952	1,428	1,904	2,380	2,857
G17	0,572	1,145	1,717	2,290	2,862	3,434
G18	0,572	1,145	1,717	2,290	2,862	3,434
G19	0,565	1,129	1,694	2,258	2,823	3,388
G20	0,563	1,127	1,690	2,254	2,817	3,381
G21	0,720	1,439	2,159	2,879	3,598	4,318
G22	0,603	1,207	1,810	2,414	3,017	3,621
G23	0,499	0,997	1,496	1,995	2,493	2,992
G24	0,712	1,423	2,135	2,847	3,559	4,270
G25	0,572	1,143	1,715	2,287	2,858	3,430

(conclusão)

Grupo	6º Pav	5º Pav	4º Pav	3º Pav	2º Pav	1º Pav
	Fpk (MPa)					
G26	0,572	1,143	1,715	2,287	2,858	3,430
G27	0,578	1,156	1,734	2,311	2,889	3,467
G28	0,578	1,156	1,734	2,311	2,889	3,467
G29	0,690	1,380	2,071	2,761	3,451	4,141
G30	1,270	2,539	3,809	5,078	6,348	7,617
G31	0,813	1,626	2,440	3,253	4,066	4,879
G32	0,813	1,626	2,440	3,253	4,066	4,879
G33	1,270	2,539	3,809	5,078	6,348	7,617
G34	0,690	1,380	2,071	2,761	3,451	4,141
G35	0,542	1,085	1,627	2,169	2,711	3,254
G36	0,542	1,085	1,627	2,169	2,711	3,254
G37	0,459	0,919	1,378	1,837	2,296	2,756
G38	0,672	1,343	2,015	2,686	3,358	4,029
G39	0,639	1,278	1,917	2,556	3,195	3,834
G40	0,411	0,821	1,232	1,643	2,053	2,464
G41	0,411	0,821	1,232	1,643	2,053	2,464

Fonte: do Autor (2018).

O Quadro 32 apresenta a resistência necessária dos blocos em cada grupo por pavimento.

Quadro 32 – Resistência dos blocos de cada grupo por pavimento

(continua)

Grupo	6º Pav	5º Pav	4º Pav	3º Pav	2º Pav	1º Pav
	Fbk (MPa)					
G1	0,952	1,904	2,857	3,809	4,761	5,713
G2	1,061	2,122	3,182	4,243	5,304	6,365
G3	1,221	2,442	3,663	4,885	6,106	7,327
G4	1,170	2,340	3,510	4,680	5,851	7,021
G5	1,127	2,254	3,381	4,508	5,635	6,761
G6	1,563	3,127	4,690	6,253	7,817	9,380
G7	2,798	5,595	8,393	11,191	13,989	16,786
G8	1,054	2,107	3,161	4,215	5,268	6,322
G9	1,051	2,101	3,152	4,202	5,253	6,303
G10	2,798	5,595	8,393	11,191	13,989	16,786
G11	1,563	3,127	4,690	6,253	7,817	9,380
G12	1,127	2,254	3,381	4,508	5,635	6,761
G13	1,168	2,335	3,503	4,670	5,838	7,005

(conclusão)

Grupo	6º Pav	5º Pav	4º Pav	3º Pav	2º Pav	1º Pav
	Fbk (MPa)					
G14	1,221	2,442	3,663	4,885	6,106	7,327
G15	1,061	2,122	3,182	4,243	5,304	6,365
G16	0,952	1,904	2,857	3,809	4,761	5,713
G17	1,145	2,290	3,434	4,579	5,724	6,869
G18	1,145	2,290	3,434	4,579	5,724	6,869
G19	1,129	2,258	3,388	4,517	5,646	6,775
G20	1,127	2,254	3,381	4,508	5,635	6,762
G21	1,439	2,879	4,318	5,757	7,197	8,636
G22	1,207	2,414	3,621	4,827	6,034	7,241
G23	0,997	1,995	2,992	3,990	4,987	5,984
G24	1,423	2,847	4,270	5,694	7,117	8,541
G25	1,143	2,287	3,430	4,573	5,717	6,860
G26	1,143	2,287	3,430	4,573	5,717	6,860
G27	1,156	2,311	3,467	4,623	5,779	6,934
G28	1,156	2,311	3,467	4,623	5,779	6,934
G29	1,380	2,761	4,141	5,521	6,902	8,282
G30	2,539	5,078	7,617	10,156	12,695	15,234
G31	1,626	3,253	4,879	6,505	8,132	9,758
G32	1,626	3,253	4,879	6,505	8,132	9,758
G33	2,539	5,078	7,617	10,156	12,695	15,234
G34	1,380	2,761	4,141	5,521	6,902	8,282
G35	1,085	2,169	3,254	4,338	5,423	6,507
G36	1,085	2,169	3,254	4,338	5,423	6,507
G37	0,919	1,837	2,756	3,674	4,593	5,511
G38	1,343	2,686	4,029	5,372	6,716	8,059
G39	1,278	2,556	3,834	5,112	6,390	7,668
G40	0,821	1,643	2,464	3,285	4,106	4,928
G41	0,821	1,643	2,464	3,285	4,106	4,928

Fonte: do Autor (2018).

Com as resistências dos blocos para cada grupo determinadas e com o intuito de reduzir o custo da estrutura da edificação utilizando graute em determinados grupos, foi possível definir a resistência do bloco a ser adotada para cada pavimento da edificação. O Quadro 33 apresenta a resistência adotada para cada um dos pavimentos.

Quadro 33 – Resistência do bloco para cada pavimento

Pavimento	Resistência do bloco (MPa)
1	15
2	10
3	7
4	7
5	7
6	7

Fonte: do Autor (2018).

Os grupos G7, G10, G30 e G33 não atingiram a resistência especificada para o bloco do primeiro ao quarto pavimento. Para isso, foi calculada a área de graute necessária para atingir a resistência solicitada pelas cargas que agem sobre estes grupos. Para este cálculo, devido à ausência de resultados de ensaios, e conforme recomendado para estes casos, foi considerado um incremento de 30% na resistência à compressão da parede quando grauteada em um a cada dois furos e 60% quando grauteada em todos os furos.

No quarto pavimento, as paredes dos grupos G7, G10, G30 e G33 deverão possuir graute em um a cada dois furos, e do primeiro ao terceiro pavimento, as mesmas deverão ser grauteadas em todos os furos.

#### 4.3.2 Flexão composta

A flexão composta verifica as máximas tensões de tração e compressão que os grupos estão sujeitos. Para isto, é necessário separar as cargas permanentes das cargas acidentais. Esta verificação é realizada nos grupos que compõem o sistema de contraventamento, pois estes além de suportarem as cargas verticais, resistem também às ações horizontais, que geram esforços de flexão, compressão e cisalhamento.

Inicialmente foi calculada a ação horizontal em cada um dos grupos sujeitos a estas ações, nas direções x e y. Para isto foi utilizada a Equação 4.6.

$$\sigma_{\text{vento}} = \frac{M * \left(\frac{c}{2}\right)}{I} \quad (4.6)$$

Onde:

$\sigma_{\text{vento}}$  = tensão devido à flexão;

M = momento atuante no grupo;

C = comprimento das paredes do grupo que compõe a estrutura de contraventamento;

I = momento de inércia das paredes do grupo que compõe a estrutura de contraventamento.

Os resultados obtidos estão apresentados nos Quadros 34 e 35, para o lado Oeste da edificação, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 34 – Ações do vento em cada grupo do lado Oeste, na direção x

Grupo	1º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )
G1	119,878	87,404	59,339	36,153	18,341	6,159
G17	48,022	35,013	23,771	14,483	7,347	2,467
G19	424,019	309,155	209,887	127,878	64,876	21,784
G25	96,756	70,545	47,894	29,180	14,804	4,971
G29	90,709	66,136	44,900	27,356	13,879	4,660
G40	176,082	128,382	87,159	53,104	26,941	9,046

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 35 – Ações do vento em cada grupo do lado Oeste, na direção y  
(continua)

Grupo	1º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6º Pav $\sigma_{\text{vento}}$ (kN/m <sup>2</sup> )
G1	331,656	241,812	164,168	100,023	50,744	17,039
G2	274,692	200,279	135,971	82,843	42,028	14,112
G3	417,735	304,572	206,776	125,983	63,914	21,461
G4	702,554	512,235	347,759	211,880	107,492	36,094
G5	407,608	297,189	201,763	122,929	62,365	20,941
G6	379,759	276,884	187,978	114,530	58,104	19,510
G8	645,590	470,703	319,563	194,701	98,776	33,167
G19	425,330	310,110	210,535	128,273	65,076	21,851
G22	417,735	304,572	206,776	125,983	63,914	21,461
G27	322,795	235,351	159,781	97,350	49,388	16,584
G29	83,547	60,914	41,355	25,197	12,783	4,292

(conclusão)

Grupo	1º Pav σvento (kN/m²)	2º Pav σvento (kN/m²)	3º Pav σvento (kN/m²)	4º Pav σvento (kN/m²)	5º Pav σvento (kN/m²)	6º Pav σvento (kN/m²)
G31	151,903	110,754	75,191	45,812	23,241	7,804
G35	350,644	255,656	173,566	105,749	53,649	18,014
G37	506,345	369,179	250,637	152,706	77,472	26,013
G40	55,698	40,610	27,570	16,798	8,522	2,861

Fonte: do Autor (2018).

Os Quadros 36 e 37 apresentam as ações de vento encontradas para o lado Leste da edificação, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 36 – Ações do vento em cada grupo do lado Leste, na direção x

Grupo	1º Pav σvento (kN/m²)	2º Pav σvento (kN/m²)	3º Pav σvento (kN/m²)	4º Pav σvento (kN/m²)	5º Pav σvento (kN/m²)	6º Pav σvento (kN/m²)
G16	119,878	87,404	59,339	36,153	18,341	6,159
G18	48,022	35,013	23,771	14,483	7,347	2,467
G20	424,019	309,155	209,887	127,878	64,876	21,784
G26	96,756	70,545	47,894	29,180	14,804	4,971
G34	90,709	66,136	44,900	27,356	13,879	4,660
G41	176,082	128,382	87,159	53,104	26,941	9,046

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 37 – Ações do vento em cada grupo do lado Leste, na direção y  
(continua)

Grupo	1º Pav σvento (kN/m²)	2º Pav σvento (kN/m²)	3º Pav σvento (kN/m²)	4º Pav σvento (kN/m²)	5º Pav σvento (kN/m²)	6º Pav σvento (kN/m²)
G9	513,471	374,375	254,165	154,856	78,562	26,379
G11	302,042	220,220	149,509	91,092	46,213	15,517
G12	324,192	236,370	160,473	97,772	49,602	16,655
G13	558,778	407,408	276,591	168,519	85,494	28,707
G14	332,246	242,242	164,460	100,201	50,834	17,069
G15	218,477	159,293	108,145	65,890	33,427	11,224
G16	263,783	192,326	130,571	79,553	40,359	13,552
G20	338,287	246,647	167,450	102,023	51,758	17,379
G23	332,246	242,242	164,460	100,201	50,834	17,069
G28	256,736	187,187	127,082	77,428	39,281	13,190

(conclusão)

Grupo	1º Pav ovento (kN/m <sup>2</sup> )	2º Pav ovento (kN/m <sup>2</sup> )	3º Pav ovento (kN/m <sup>2</sup> )	4º Pav ovento (kN/m <sup>2</sup> )	5º Pav ovento (kN/m <sup>2</sup> )	6º Pav ovento (kN/m <sup>2</sup> )
G32	120,817	88,088	59,804	36,437	18,485	6,207
G34	66,449	48,448	32,892	20,040	10,167	3,414
G36	278,885	203,337	138,046	84,108	42,670	14,328
G38	390,641	284,818	193,365	117,812	59,769	20,069
G39	390,641	284,818	193,365	117,812	59,769	20,069
G41	44,299	32,299	21,928	13,360	6,778	2,276

Fonte: do Autor (2018).

A separação das cargas permanentes e variáveis está apresentada nos Quadros 38 e 39, para os grupos do lado Oeste e Leste da edificação, respectivamente.

Quadro 38 – Cargas permanentes e variáveis separadas nos grupos do lado Oeste

Grupo	Comp. Total do Grupo (m)	Peso Próprio do Grupo (kN)	Peso Próprio Esquadrias e Vigas (kN)	Peso da Laje Total (kN)	Laje G (kN)	Laje Q (kN)	Carga Total G (kN/m)	Carga Total Q (kN/m)
G1	7,33	51,32	7,80	45,68	31,98	13,71	88,78	13,36
G2	3,73	26,12	7,80	25,50	17,85	7,65	99,13	14,65
G3	6,96	48,73	8,31	70,59	49,41	21,18	109,25	21,73
G4	10,70	74,92	10,40	102,69	71,88	30,81	104,94	20,57
G5	4,33	30,32	7,80	35,16	24,61	10,55	103,48	17,40
G6	3,81	26,68	9,49	53,28	37,29	15,98	137,72	29,96
G7	0,44	3,08	7,02	6,54	4,58	1,96	238,24	31,83
G8	9,59	67,15	9,86	74,73	52,31	22,42	96,32	16,70
G17	5,68	39,77	10,09	47,78	33,45	14,33	104,77	18,03
G19	15,45	108,18	9,03	144,77	101,34	43,43	101,04	20,08
G21	8,98	62,88	12,36	118,85	83,20	35,66	126,02	28,36
G22	9,21	64,49	6,20	96,22	67,35	28,87	107,06	22,39
G25	3,98	27,87	7,80	32,66	22,86	9,80	105,05	17,59
G27	4,41	30,88	6,00	39,66	27,76	11,90	104,69	19,27
G29	3,21	22,48	9,01	35,05	24,53	10,51	124,66	23,40
G30	0,44	3,08	7,08	4,94	3,45	1,48	221,07	24,04
G31	1,79	12,53	9,02	22,16	15,52	6,65	147,91	26,53
G35	3,88	27,17	7,80	28,22	19,76	8,47	100,74	15,59
G37	6,80	63,48	7,69	30,66	21,46	9,20	71,70	7,12
G40	5,39	37,74	6,51	22,23	15,56	6,67	79,25	8,84

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 39 – Cargas permanentes e variáveis separadas nos grupos do lado Leste

Grupo	Comp. Total do Grupo (m)	Peso Próprio do Grupo (kN)	Peso Próprio Esquadrias e Vigas (kN)	Peso da Laje Total (kN)	Laje G (kN)	Laje Q (kN)	Carga Total G (kN/m)	Carga Total Q (kN/m)
G9	9,59	67,15	9,86	74,28	52,00	22,28	96,08	16,60
G10	0,44	3,08	7,02	6,54	4,58	1,96	238,24	31,83
G11	3,81	26,68	9,49	53,28	37,29	15,98	137,72	29,96
G12	4,33	30,32	7,80	35,16	24,61	10,55	103,48	17,40
G13	10,70	74,92	10,40	102,28	71,59	30,68	104,75	20,48
G14	6,96	48,73	8,31	70,59	49,41	21,18	109,25	21,73
G15	3,73	26,12	7,80	25,50	17,85	7,65	99,13	14,65
G16	7,33	51,32	7,80	45,68	31,98	13,71	88,78	13,36
G18	5,68	39,77	10,09	47,78	33,45	14,33	104,77	18,03
G20	15,45	108,18	9,03	144,26	100,98	43,28	100,87	20,01
G23	9,21	64,49	6,20	67,25	47,08	20,18	91,33	15,65
G24	8,98	62,88	12,36	116,72	81,70	35,02	124,83	27,85
G26	3,98	27,87	7,80	32,66	22,86	9,80	105,05	17,59
G28	4,41	30,88	6,00	39,66	27,76	11,90	104,69	19,27
G32	1,79	12,53	9,02	22,16	15,52	6,65	147,91	26,53
G33	0,44	3,08	7,08	4,94	3,45	1,48	221,07	24,04
G34	3,21	22,48	9,01	35,05	24,53	10,51	124,66	23,40
G36	3,88	27,17	7,80	28,22	19,76	8,47	100,74	15,59
G38	4,47	41,73	6,82	49,33	34,53	14,80	97,82	17,42
G39	4,27	39,86	5,99	43,11	30,18	12,93	93,72	15,94
G41	5,39	37,74	6,51	22,23	15,56	6,67	79,25	8,84

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.3.2.1 Verificação à flexo-compressão

Conforme visto no item 2.7.8, a verificação à flexo-compressão deve ser realizada por meio de duas verificações com as Equações 2.23 e 2.24. Estas verificações consideram que é comum haver simultaneamente ações variáveis acidentais e de vento. Ao combinar estas ações, utiliza-se o coeficiente  $\varphi_0$  para reduzir uma delas.

Os resultados obtidos nesta verificação para resistência dos prismas para o lado Oeste da edificação, na direção x, estão apresentados nos Quadros 40 e 41, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais e no vento, respectivamente.

Quadro 40 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção x, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G1	0,756	0,669	0,595	0,533	0,485	0,453
G17	0,648	0,614	0,584	0,559	0,540	0,527
G19	1,639	1,332	1,067	0,849	0,681	0,566
G25	0,778	0,709	0,648	0,598	0,560	0,534
G29	0,865	0,800	0,743	0,696	0,660	0,636
G40	0,852	0,725	0,615	0,524	0,454	0,407

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 41 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção x, com  $\varphi_0$  no vento

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G1	0,659	0,607	0,562	0,525	0,496	0,477
G17	0,638	0,617	0,599	0,585	0,573	0,565
G19	1,232	1,048	0,890	0,758	0,657	0,589
G25	0,715	0,673	0,637	0,607	0,584	0,569
G29	0,822	0,783	0,749	0,721	0,699	0,684
G40	0,684	0,608	0,542	0,488	0,446	0,417

Fonte: do Autor (2018).

Na direção y, os resultados para o lado Oeste do edifício estão apresentados nos Quadros 42 e 43, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais e no vento, respectivamente.

Quadro 42 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção y, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais

(continua)

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G1	1,321	1,081	0,874	0,703	0,572	0,482
G2	1,219	1,021	0,849	0,708	0,599	0,524
G3	1,663	1,361	1,101	0,885	0,720	0,606
G4	2,400	1,893	1,454	1,092	0,813	0,623
G5	1,600	1,305	1,051	0,841	0,679	0,569

(conclusão)

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G6	1,711	1,436	1,199	1,003	0,853	0,750
G8	2,200	1,734	1,331	0,998	0,742	0,567
G19	1,642	1,335	1,069	0,850	0,681	0,566
G22	1,655	1,353	1,092	0,877	0,711	0,598
G27	1,383	1,150	0,949	0,782	0,654	0,567
G29	0,846	0,786	0,734	0,691	0,657	0,635
G31	1,142	1,032	0,937	0,859	0,799	0,758
G35	1,431	1,178	0,959	0,778	0,639	0,544
G37	1,694	1,329	1,012	0,751	0,551	0,413
G40	0,531	0,491	0,456	0,427	0,405	0,390

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 43 – Resistência do prisma para os grupos do lado Oeste, na direção y, com  $\varphi_0$  no vento

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G1	0,998	0,854	0,730	0,627	0,548	0,494
G2	0,960	0,841	0,738	0,653	0,587	0,543
G3	1,267	1,086	0,930	0,800	0,701	0,633
G4	1,698	1,393	1,130	0,913	0,746	0,631
G5	1,205	1,028	0,875	0,749	0,652	0,586
G6	1,374	1,210	1,067	0,950	0,860	0,798
G8	1,550	1,270	1,028	0,828	0,675	0,570
G19	1,234	1,050	0,891	0,759	0,658	0,589
G22	1,260	1,079	0,923	0,793	0,694	0,626
G27	1,083	0,943	0,822	0,722	0,646	0,593
G29	0,810	0,774	0,743	0,717	0,697	0,684
G31	1,041	0,975	0,918	0,871	0,835	0,810
G35	1,093	0,941	0,809	0,701	0,618	0,561
G37	1,170	0,951	0,761	0,605	0,484	0,402
G40	0,492	0,468	0,447	0,430	0,416	0,407

Fonte: do Autor (2018).

Já os resultados obtidos nesta verificação para resistência dos prismas para o lado Leste da edificação, na direção x, estão apresentados nos Quadros 44 e 45, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais e no vento, respectivamente.

Quadro 44 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção x, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G16	0,756	0,669	0,595	0,533	0,485	0,453
G18	0,648	0,614	0,584	0,559	0,540	0,527
G20	1,638	1,331	1,067	0,848	0,680	0,565
G26	0,778	0,709	0,648	0,598	0,560	0,534
G34	0,865	0,800	0,743	0,696	0,660	0,636
G41	0,852	0,725	0,615	0,524	0,454	0,407

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 45 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção x, com  $\varphi_0$  no vento

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G16	0,659	0,607	0,562	0,525	0,496	0,477
G18	0,638	0,617	0,599	0,585	0,573	0,565
G20	1,231	1,047	0,888	0,757	0,656	0,587
G26	0,715	0,673	0,637	0,607	0,584	0,569
G34	0,822	0,783	0,749	0,721	0,699	0,684
G41	0,684	0,608	0,542	0,488	0,446	0,417

Fonte: do Autor (2018).

Para a direção y, os resultados para o lado Leste da edificação estão apresentados nos Quadros 46 e 47, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais e no vento, respectivamente.

Quadro 46 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção y, com  $\varphi_0$  nas cargas acidentais

(continua)

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G9	1,846	1,476	1,155	0,890	0,687	0,548
G11	1,504	1,285	1,097	0,941	0,821	0,739
G12	1,377	1,143	0,941	0,774	0,645	0,557
G13	2,016	1,612	1,263	0,975	0,754	0,602

(conclusão)

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G14	1,435	1,195	0,988	0,816	0,685	0,595
G15	1,069	0,911	0,775	0,662	0,576	0,517
G16	1,140	0,949	0,785	0,649	0,544	0,472
G20	1,409	1,165	0,953	0,779	0,645	0,553
G23	1,339	1,099	0,892	0,720	0,589	0,499
G28	1,207	1,022	0,862	0,729	0,627	0,558
G32	1,059	0,972	0,896	0,834	0,786	0,753
G34	0,801	0,753	0,711	0,677	0,650	0,632
G36	1,240	1,038	0,864	0,720	0,610	0,534
G38	1,529	1,247	1,003	0,801	0,646	0,541
G39	1,507	1,224	0,981	0,779	0,624	0,518
G41	0,501	0,469	0,441	0,418	0,401	0,389

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 47 – Resistência do prisma para os grupos do lado Leste, na direção y, com  $\varphi_0$  no vento

Grupo	1º Pav Fpk (MPa)	2º Pav Fpk (MPa)	3º Pav Fpk (MPa)	4º Pav Fpk (MPa)	5º Pav Fpk (MPa)	6º Pav Fpk (MPa)
G9	1,337	1,114	0,922	0,763	0,641	0,557
G11	1,250	1,119	1,006	0,912	0,840	0,791
G12	1,071	0,931	0,809	0,709	0,632	0,579
G13	1,467	1,224	1,015	0,842	0,709	0,618
G14	1,130	0,986	0,862	0,759	0,680	0,626
G15	0,870	0,775	0,693	0,626	0,574	0,538
G16	0,889	0,775	0,676	0,594	0,531	0,489
G20	1,094	0,947	0,821	0,716	0,635	0,580
G23	1,021	0,877	0,752	0,649	0,570	0,516
G28	0,977	0,866	0,770	0,691	0,630	0,588
G32	0,991	0,938	0,893	0,856	0,827	0,807
G34	0,783	0,754	0,729	0,709	0,693	0,682
G36	0,978	0,857	0,753	0,666	0,600	0,555
G38	1,152	0,983	0,836	0,715	0,622	0,559
G39	1,126	0,957	0,811	0,690	0,597	0,533
G41	0,474	0,454	0,438	0,424	0,414	0,406

Fonte: do Autor (2018).

Nenhum dos resultados obtidos superou os valores encontrados na verificação à compressão simples. Portanto, as resistências dos blocos não foram alteradas com relação ao Quadro 33.

#### 4.3.2.2 Verificação à flexo-tração

A resistência à tração da alvenaria  $f_{tk}$ , valor estabelecido pela ABNT NBR 15812-1:2010, deve ser superior a combinação de tensões normais de compressão, considerando 90% da carga permanente somada à tensão normal de tração devido ao momento gerado pela força lateral de vento. A verificação à flexo-tração é obtida por meio da Equação 4.7.

$$1,4 * Q_{\text{vento}} + 0,9G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \quad (4.7)$$

Onde:

$f_{tk}$  = resistência à tração na flexão;

G = carga permanente;

$\gamma_m = 2,0$ .

Os valores da resistência à tração estão apresentados no Quadro 48. O valor de  $f_{tk}$  adotados para o projeto foram de 0,25 para o primeiro e segundo pavimento e de 0,20 para os demais pavimentos.

Quadro 48 – Valores característicos da resistência à tração na flexão

Direção da tração	Resistência média à compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

Os resultados obtidos na verificação à flexo-tração para os grupos do lado Oeste da edificação estão apresentados nos Quadros 49 e 50, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 49 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Oeste, na direção x

Grupo	1º Pav (MPa)	2º Pav (MPa)	3º Pav (MPa)	4º Pav (MPa)	5º Pav (MPa)	6º Pav (MPa)
G1	0,088	0,042	0,003	-0,029	-0,054	-0,071
G17	-0,027	-0,045	-0,061	-0,074	-0,084	-0,091
G19	0,503	0,342	0,203	0,088	0,000	-0,060
G25	0,041	0,004	-0,027	-0,054	-0,074	-0,088
G29	0,015	-0,020	-0,049	-0,074	-0,093	-0,106
G40	0,175	0,108	0,051	0,003	-0,034	-0,059

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 50 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Oeste, na direção y

Grupo	1º Pav (MPa)	2º Pav (MPa)	3º Pav (MPa)	4º Pav (MPa)	5º Pav (MPa)	6º Pav (MPa)
G1	0,384	0,259	0,150	0,060	-0,009	-0,056
G2	0,295	0,191	0,101	0,027	-0,030	-0,069
G3	0,487	0,328	0,191	0,078	-0,009	-0,068
G4	0,889	0,623	0,392	0,202	0,056	-0,044
G5	0,478	0,323	0,189	0,079	-0,006	-0,064
G6	0,408	0,264	0,139	0,036	-0,043	-0,097
G8	0,817	0,572	0,361	0,186	0,052	-0,040
G19	0,505	0,343	0,204	0,089	0,000	-0,060
G22	0,488	0,330	0,193	0,080	-0,007	-0,066
G27	0,358	0,235	0,129	0,042	-0,025	-0,071
G29	0,005	-0,027	-0,054	-0,077	-0,094	-0,106
G31	0,080	0,022	-0,028	-0,069	-0,101	-0,122
G35	0,400	0,267	0,152	0,057	-0,016	-0,065
G37	0,644	0,452	0,286	0,149	0,044	-0,028
G40	0,007	-0,014	-0,033	-0,048	-0,059	-0,067

Fonte: do Autor (2018).

Para os grupos do lado Leste da edificação, os resultados estão apresentados nos Quadros 51 e 52, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 51 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Leste, na direção x

Grupo	1º Pav (MPa)	2º Pav (MPa)	3º Pav (MPa)	4º Pav (MPa)	5º Pav (MPa)	6º Pav (MPa)
G16	0,088	0,042	0,003	-0,029	-0,054	-0,071
G18	-0,027	-0,045	-0,061	-0,074	-0,084	-0,091
G20	0,503	0,342	0,203	0,088	0,000	-0,060
G26	0,041	0,004	-0,027	-0,054	-0,074	-0,088
G34	0,015	-0,020	-0,049	-0,074	-0,093	-0,106
G41	0,175	0,108	0,051	0,003	-0,034	-0,059

Fonte: do Autor.

Quadro 52 – Verificação à flexo-tração nos grupos do lado Leste, na direção y

Grupo	1º Pav (MPa)	2º Pav (MPa)	3º Pav (MPa)	4º Pav (MPa)	5º Pav (MPa)	6º Pav (MPa)
G9	0,632	0,438	0,269	0,130	0,024	-0,050
G11	0,299	0,184	0,085	0,004	-0,059	-0,102
G12	0,361	0,238	0,132	0,044	-0,024	-0,070
G13	0,688	0,476	0,293	0,142	0,025	-0,054
G14	0,367	0,241	0,132	0,042	-0,027	-0,074
G15	0,217	0,134	0,062	0,003	-0,042	-0,074
G16	0,289	0,189	0,103	0,031	-0,023	-0,061
G20	0,383	0,255	0,144	0,052	-0,018	-0,066
G23	0,383	0,257	0,148	0,058	-0,011	-0,058
G28	0,265	0,168	0,084	0,014	-0,039	-0,076
G32	0,036	-0,010	-0,049	-0,082	-0,107	-0,124
G34	-0,019	-0,044	-0,066	-0,084	-0,098	-0,107
G36	0,300	0,194	0,103	0,027	-0,031	-0,071
G38	0,459	0,311	0,183	0,077	-0,004	-0,060
G39	0,463	0,314	0,186	0,081	-0,001	-0,056
G41	-0,009	-0,026	-0,041	-0,053	-0,062	-0,068

Fonte: do Autor (2018).

Nos quadros acima, foram destacados os valores em vermelho dos grupos que não atenderam a verificação à flexo-tração. Para estes grupos, foi necessário calcular a armadura para atender aos esforços que os mesmos estão sujeitos. A área de aço necessária para cada um destes grupos foi calculada por meio da Equação 4.8.

$$A_s = \frac{F_{td}}{0,5 * f_{yd}} \quad (4.8)$$

Onde:

$A_s$  = área de aço necessária;

$F_{td}$  = resistência à tração da alvenaria;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo da armadura.

Esta área de aço não poderá ser inferior à área de aço mínima, que pode ser calculada por meio da Equação 4.9.

$$A_{s,mín} = 0,1\% * b * c \quad (4.9)$$

Onde:

$A_{s,mín}$  = área mínima de aço;

$b$  = espessura da parede;

$c$  = comprimento das paredes do grupo que compõem a estrutura de contraventamento.

A área de aço necessária para os grupos que não atenderam a verificação à flexo-tração, bem como a quantidade e bitola das barras adotadas, estão apresentadas nos Quadros 53 e 54.

Quadro 53 – Área de aço necessária e barras adotadas na direção x

Grupo	1º Pav As (cm <sup>2</sup> )	2º Pav As (cm <sup>2</sup> )	3º Pav As (cm <sup>2</sup> )	As,mín (cm <sup>2</sup> )	Armadura adotada
G19	8,17	5,18	2,69	16,69	14 $\Phi$ 12,5 mm
G20	8,17	5,19	2,69	16,69	14 $\Phi$ 12,5 mm
G40	0,99			6,93	6 $\Phi$ 12,5 mm
G41	0,99			6,93	6 $\Phi$ 12,5 mm

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 54 – Área de aço necessária e barras adotadas na direção y

Grupo	1º Pav As (cm <sup>2</sup> )	2º Pav As (cm <sup>2</sup> )	3º Pav As (cm <sup>2</sup> )	4º Pav As (cm <sup>2</sup> )	As,mín (cm <sup>2</sup> )	Armadura adotada
G1	1,34	0,83	0,41		3,67	3 $\Phi$ 12,5 mm
G2	0,79	0,46	0,19		3,04	3 $\Phi$ 12,5 mm
G3	2,15	1,34	0,67		4,62	4 $\Phi$ 12,5 mm
G4	7,18	4,83	2,83	1,23	7,77	7 $\Phi$ 12,5 mm
G5	2,07	1,30	0,66		4,51	4 $\Phi$ 12,5 mm
G6	1,51	0,87	0,36		4,20	4 $\Phi$ 12,5 mm
G8	6,07	4,08	2,39	1,04	7,14	6 $\Phi$ 12,5 mm
G9	4,57	3,00	1,67	0,64	7,14	6 $\Phi$ 12,5 mm
G11	1,02	0,53			4,20	4 $\Phi$ 12,5 mm
G12	1,49	0,89	0,40		4,51	4 $\Phi$ 12,5 mm
G13	5,41	3,55	1,98	0,76	7,77	7 $\Phi$ 12,5 mm
G14	1,54	0,91	0,40		4,62	4 $\Phi$ 12,5 mm
G15	0,54	0,28			3,04	3 $\Phi$ 12,5 mm
G16	0,96	0,56	0,24		3,67	3 $\Phi$ 12,5 mm
G19	2,31	1,47	0,76		4,70	4 $\Phi$ 12,5 mm
G20	1,67	1,01	0,48		4,70	4 $\Phi$ 12,5 mm
G22	2,17	1,36	0,68		4,62	4 $\Phi$ 12,5 mm
G23	1,68	1,03	0,51		4,62	4 $\Phi$ 12,5 mm
G27	1,16	0,69	0,31		3,57	3 $\Phi$ 12,5 mm
G28	0,80	0,44			3,57	3 $\Phi$ 12,5 mm
G35	1,46	0,89	0,43		3,88	4 $\Phi$ 12,5 mm
G36	1,03	0,59	0,24		3,88	4 $\Phi$ 12,5 mm
G37	5,12	3,46	2,04	0,91	7,60	7 $\Phi$ 12,5 mm
G38	3,26	2,05	1,04		7,37	6 $\Phi$ 12,5 mm
G39	3,32	2,10	1,09		7,37	6 $\Phi$ 12,5 mm

Fonte: do Autor (2018).

#### 4.3.2.3 Verificação ao cisalhamento

Conforme ABNT NBR 15812-1:2010, as resistências características ao cisalhamento são calculados conforme o Quadro 55. Neste projeto foi adotado para o cálculo a equação correspondente a argamassa com resistência média de compressão de 3,5 a 7,0 MPa, e pode ser observada na Equação 4.10.

Quadro 55 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas

horizontais de paredes

<b>Resistência média à compressão da argamassa (MPa)</b>		
<b>1,5 a 3,4</b>	<b>3,5 a 7,0</b>	<b>Acima de 7,0</b>
$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$

Fonte: ABNT NBR 15812-1:2010.

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4 \quad (4.10)$$

Onde:

$f_{vk}$  = resistência característica ao cisalhamento;

$\sigma = 0,9 \sigma_G$ , sendo  $\sigma_G$  a tensão normal considerando somente 90% da carga permanente;

Depois de calculada a resistência característica ao cisalhamento de cada grupo, foi possível calcular a resistência de cálculo ao cisalhamento da alvenaria utilizando a Equação 4.11.

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (4.11)$$

Onde:

$f_{vd}$  = resistência de cálculo ao cisalhamento da alvenaria.

Os resultados obtidos para os cálculos da resistência característica e a resistência de cálculo ao cisalhamento estão apresentados nos Quadros 56 e 57, nas direções x e y, respectivamente.

Quadro 56 – Resistência característica e resistência de cálculo ao cisalhamento em cada grupo na direção x

(continua)

<b>Grupo</b>	<b><math>\sigma</math></b>	<b><math>f_{vk}</math></b>	<b><math>f_{vd}=f_{vk}/2,0</math></b>
G1	0,080	189,95	94,97
G16	0,080	189,95	94,97
G17	0,094	197,15	98,57
G18	0,094	197,15	98,57

(conclusão)

<b>Grupo</b>	$\sigma$	$f_{vk}$	$f_{vd}=f_{vk}/2,0$
G19	0,091	195,47	97,73
G20	0,091	195,39	97,70
G25	0,095	197,27	98,64
G26	0,095	197,27	98,64
G29	0,112	206,10	103,05
G34	0,112	206,10	103,05
G40	0,071	185,66	92,83
G41	0,071	185,66	92,83

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 57 – Resistência característica e resistência de cálculo ao cisalhamento em cada grupo na direção y

(continua)

<b>Grupo</b>	$\sigma$	$f_{vk}$	$f_{vd}=f_{vk}/2,0$
G1	0,080	189,95	94,97
G2	0,089	194,61	97,30
G3	0,098	199,16	99,58
G4	0,094	197,22	98,61
G5	0,093	196,56	98,28
G6	0,124	211,97	105,99
G8	0,087	193,34	96,67
G9	0,086	193,24	96,62
G11	0,124	211,97	105,99
G12	0,093	196,56	98,28
G13	0,094	197,14	98,57
G14	0,098	199,16	99,58
G15	0,089	194,61	97,30
G16	0,080	189,95	94,97
G19	0,091	195,47	97,73
G20	0,091	195,39	97,70
G22	0,096	198,18	99,09
G23	0,082	191,10	95,55
G27	0,094	197,11	98,56
G28	0,094	197,11	98,56
G29	0,112	206,10	103,05
G31	0,133	216,56	108,28
G32	0,133	216,56	108,28
G34	0,112	206,10	103,05
G35	0,091	195,33	97,67
G36	0,091	195,33	97,67
G37	0,065	182,26	91,13

(conclusão)

Grupo	$\sigma$	$fvk$	$fvd=fvk/2,0$
G38	0,088	194,02	97,01
G39	0,084	192,17	96,09
G40	0,071	185,66	92,83
G41	0,071	185,66	92,83

Fonte: do Autor (2018).

A verificação ao cisalhamento é realizada por meio da Equação 4.12. Os resultados obtidos para os grupos em cada um dos pavimentos estão apresentados nos Quadros 58 e 59, nas direções x e y, respectivamente.

$$\frac{V_k * \gamma_f}{b * d} < f_{vd} \quad (4.12)$$

Onde:

 $V_k$  = força horizontal no grupo; $\gamma_f = 1,4$ ;

b = espessura da parede;

d = comprimento do grupo;

 $f_{vd}$  = resistência de cálculo ao cisalhamento da alvenaria;

Quadro 58 – Verificação ao cisalhamento na direção x

Grupo	Verific. Cisalh. 1º Pav	Verific. Cisalh. 2º Pav	Verific. Cisalh. 3º Pav	Verific. Cisalh. 4º Pav	Verific. Cisalh. 5º Pav	Verific. Cisalh. 6º Pav
G1	4,19	3,62	2,99	2,30	1,57	0,80
G16	4,19	3,62	2,99	2,30	1,57	0,80
G17	0,35	0,30	0,25	0,19	0,13	0,07
G18	0,35	0,30	0,25	0,19	0,13	0,07
G19	88,03	76,08	62,85	48,28	33,02	16,69
G20	88,03	76,08	62,85	48,28	33,02	16,69
G25	4,06	3,51	2,90	2,23	1,52	0,77
G26	4,06	3,51	2,90	2,23	1,52	0,77
G29	4,15	3,58	2,96	2,28	1,56	0,79
G34	4,15	3,58	2,96	2,28	1,56	0,79
G40	18,07	15,62	12,90	9,91	6,78	3,43
G41	18,07	15,62	12,90	9,91	6,78	3,43

Fonte: do Autor (2018).

Quadro 59 – Verificação ao cisalhamento na direção y

Grupo	Verific. Cisalh. 1º Pav	Verific. Cisalh. 2º Pav	Verific. Cisalh. 3º Pav	Verific. Cisalh. 4º Pav	Verific. Cisalh. 5º Pav	Verific. Cisalh. 6º Pav
G1	3,01	2,60	2,15	1,65	1,13	0,57
G2	7,83	6,77	5,59	4,29	2,94	1,48
G3	14,75	12,75	10,53	8,09	5,54	2,80
G4	45,66	39,46	32,60	25,04	17,13	8,66
G5	22,03	19,04	15,73	12,09	8,27	4,18
G6	20,25	17,50	14,46	11,11	7,60	3,84
G8	39,53	34,16	28,22	21,68	14,83	7,50
G9	31,44	27,17	22,45	17,24	11,79	5,96
G11	16,11	13,92	11,50	8,83	6,04	3,05
G12	17,52	15,14	12,51	9,61	6,57	3,32
G13	36,31	31,38	25,93	19,92	13,62	6,89
G14	11,74	10,14	8,38	6,44	4,40	2,23
G15	6,23	5,38	4,45	3,42	2,34	1,18
G16	2,39	2,07	1,71	1,31	0,90	0,45
G19	3,08	2,66	2,20	1,69	1,16	0,58
G20	2,45	2,12	1,75	1,34	0,92	0,46
G22	11,15	9,64	7,96	6,12	4,18	2,11
G23	8,87	7,66	6,33	4,86	3,33	1,68
G27	10,74	9,29	7,67	5,89	4,03	2,04
G28	8,55	7,39	6,10	4,69	3,21	1,62
G29	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01
G31	2,76	2,38	1,97	1,51	1,03	0,52
G32	2,19	1,90	1,57	1,20	0,82	0,42
G34	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,00
G35	15,65	13,53	11,18	8,59	5,87	2,97
G36	12,45	10,76	8,89	6,83	4,67	2,36
G37	9,13	7,89	6,52	5,01	3,42	1,73
G38	40,31	34,83	28,78	22,11	15,12	7,64
G39	42,19	36,47	30,13	23,14	15,83	8,00
G40	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00
G41	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00

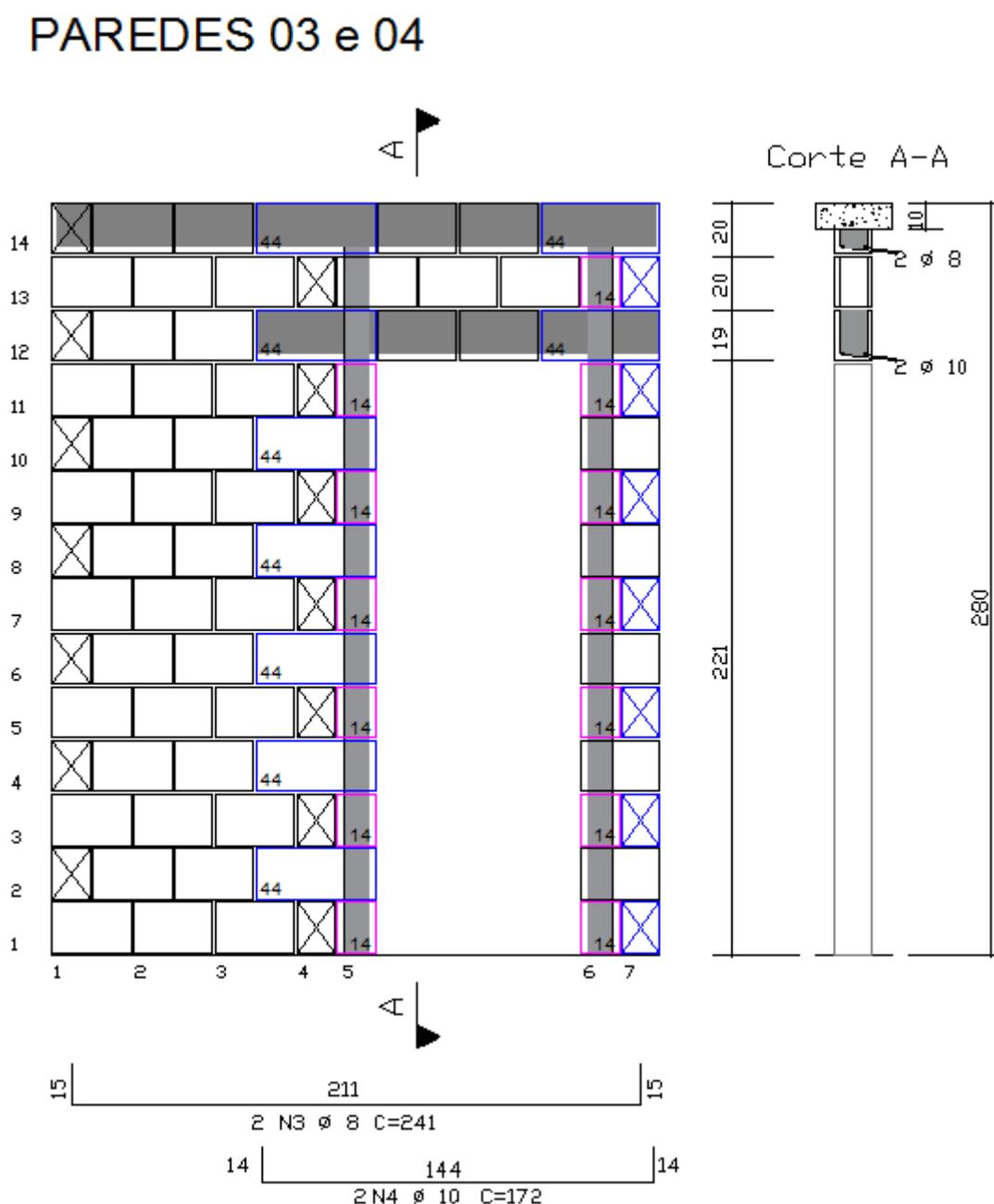
Fonte: do Autor (2018).

Com os resultados obtidos e comparando a resistência de cálculo com o valor obtido para a verificação, pode-se concluir que nenhum grupo atingiu a resistência de cálculo e, portanto, não será necessária nenhuma armadura para estes esforços.

#### 4.4 ELEVAÇÕES E DETALHAMENTO DAS PAREDES

Por fim, com os resultados obtidos nos cálculos, foram realizadas as elevações e detalhamentos das principais paredes da edificação. Para isto, foi utilizado o *software* AutoCAD 2014. Um exemplo das elevações está apresentado na Figura 35 e o restante das elevações está apresentado nos Apêndices B ao E.

Figura 35 – Elevação da parede 03



Fonte: do Autor (2018).

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A busca por soluções capazes de reduzir os custos na construção civil, sem reduzir a qualidade final da edificação, provocada pelo aumento na competitividade do setor, fez com que o sistema construtivo de alvenaria estrutural começasse a ser mais estudado. Como consequência, tem se verificado um número progressivo de fornecedores confiáveis de blocos com resistências mais elevadas, fazendo com que, cada vez mais, este sistema venha ganhando espaço na construção civil.

No trabalho, foram apresentados e explicados todos os procedimentos realizados para a realização de todo o projeto. Foram inseridas todas as equações utilizadas e, também, várias tabelas apresentando os resultados dos cálculos para cada grupo de parede em cada pavimento, bem como a necessidade da utilização de graute e armadura em alguns grupos em determinados pavimentos. Estas tabelas permitiram uma visualização mais clara e eficiente dos resultados obtidos.

Durante a execução deste trabalho, não foi possível atingir o objetivo principal que era o projeto da edificação de seis pavimentos em alvenaria estrutural sem a necessidade do uso de armadura com função estrutural. Um dos principais motivos que impediu que se alcançasse este objetivo foi o projeto arquitetônico da edificação. O formato e, principalmente, a distribuição das esquadrias da edificação geraram grandes esforços devido à ação horizontal em determinados grupos, se fazendo necessária a utilização de armadura nestes grupos para suportar a estas ações.

Para a realização das elevações e detalhamentos das paredes, foi necessário um conhecimento do *software* AutoCAD. Nestas vistas, apresentadas em apêndice, estão detalhados todos os pontos de graute e armadura necessários conforme verificado nos cálculos.

Concluindo, para a escolha do sistema construtivo da edificação é de suma importância analisar o arranjo arquitetônico dos pavimentos da edificação. Para a escolha pela alvenaria estrutural é importante que a distribuição das paredes e das esquadrias favoreça a resistência aos esforços horizontais, permitindo uma maior área de paredes responsável por resistir a estes esforços. Deste modo, é possível reduzir a quantidade de aço utilizada na edificação, reduzindo também o custo da estrutura da edificação.

Como sugestão para futuros trabalhos, sugiro a realização de um estudo de viabilidade econômica deste sistema realizando um comparativo entre os custos do sistema de alvenaria estrutural com o sistema convencional de concreto armado.

## REFERÊNCIAS

- ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos, 1998. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.
- CAXIAS DO SUL. **Lei n. 375, de 22 de dezembro de 2010**. Consolida a legislação que dispõe sobre o código de obras do município e dá outras providências. Caxias do Sul, 2012.
- DELLATORRE, L. A. **Análise comparativa de custo entre edifício de alvenaria estrutural e de concreto armado convencional**. 2014. Monografia – Universidade Federal de Santa Maria.
- DEUTSCH INDUSTRIE NORMEN. **DIN 1053 - Alvenaria: Cálculo e execução**. Tradução de H. J. Okorn. São Paulo, 1974.
- JUNIOR, A. L. M. **Comparativo dos custos de sistemas construtivos em concreto armado e alvenaria estrutural-estudo de caso em Santana do Livramento/RS**. 2014. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Maria.
- LABORATÓRIO de Mecânica Computacional. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. Pirâmide de Queóps. Disponível em: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/queops.htm>>. Acesso em: 06 maio 2018.
- LIMA, J. R. D. **Análise das tensões em elementos de contraventamento de edifícios em alvenaria estrutural**. 2008. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Maria.
- MATA, R. C. da. **Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 2006. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina.
- MOHAMAD, G. **Construções em alvenaria estrutural: materiais projeto e desempenho**. São Paulo: Blucher, 2015.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Pini, 2003.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2010.

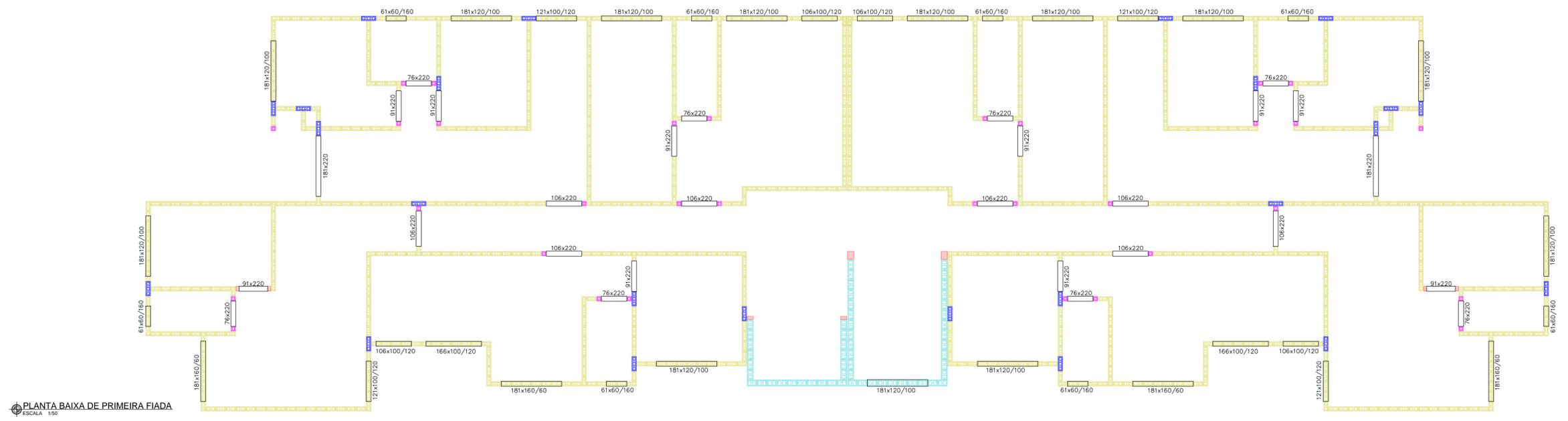
WIKIPÉDIA. Farol de Alexandria. Disponível em: <[https://pt.wikipedia.org/wiki/Farol\\_de\\_Alexandria](https://pt.wikipedia.org/wiki/Farol_de_Alexandria)>. Acesso em: 06 maio 2018.

WIKIPÉDIA. Catedral de Reims. Disponível em: <[https://es.wikipedia.org/wiki/Catedral\\_de\\_Reims](https://es.wikipedia.org/wiki/Catedral_de_Reims)>. Acesso em: 06 maio 2018.

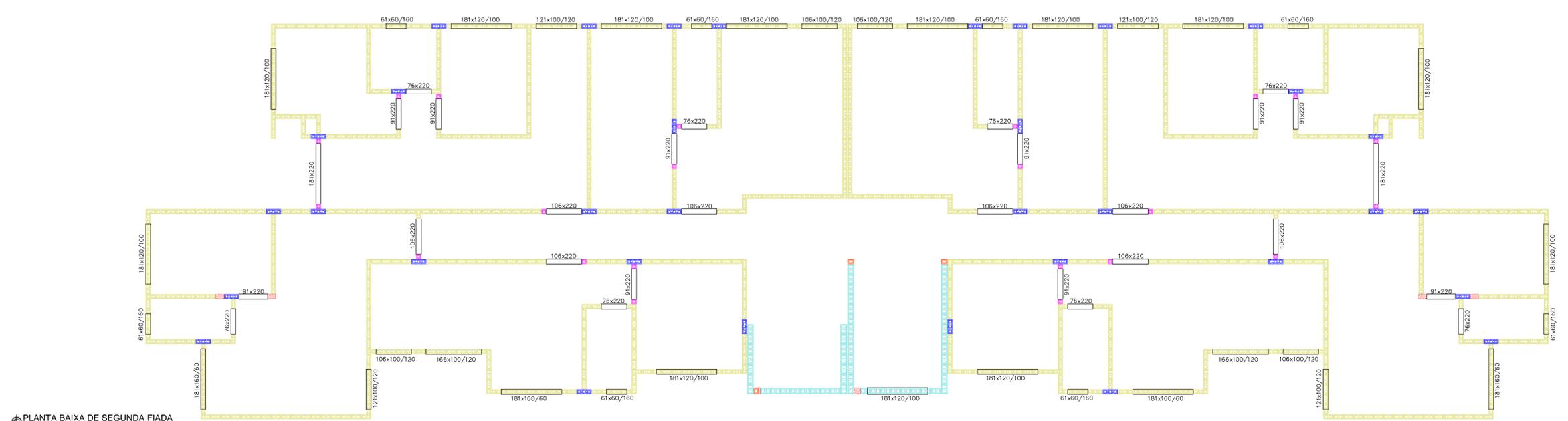
**APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DE PRIMEIRA E SEGUNDA FIADA E  
IDENTIFICAÇÃO DAS PAREDES**

**LEGENDA:**

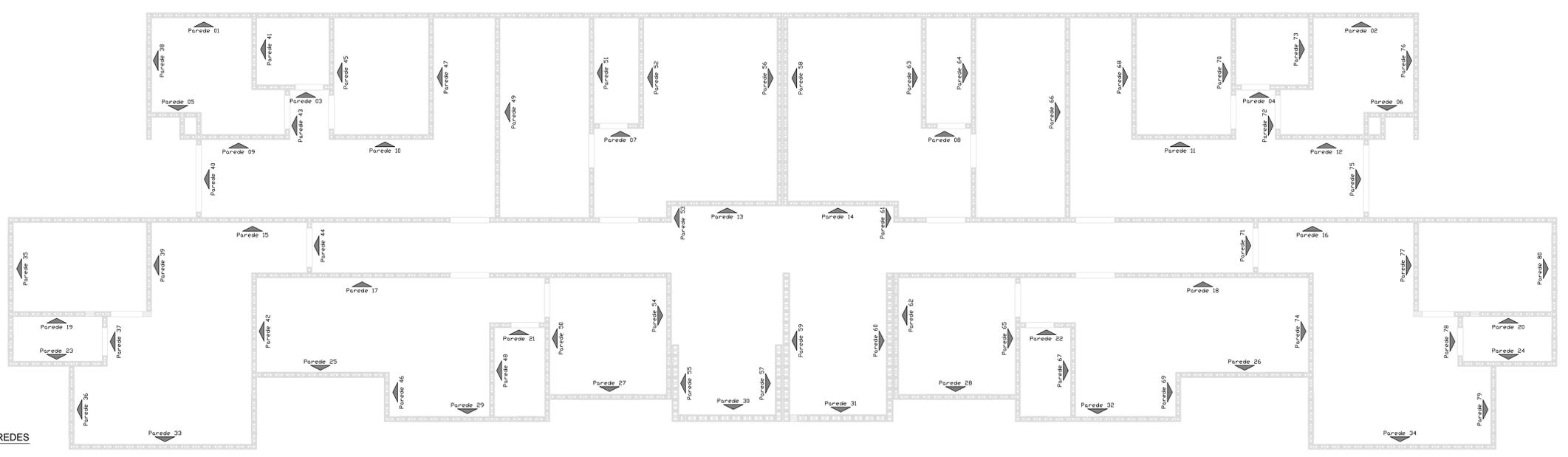
-  Bloco Inteiro - L14/H19/C29
-  Bloco e Meio - L14/H19/C44
-  Meio Bloco - L14/H19/C14
-  Compensador - L14/H19/C(V)
-  Bloco Inteiro - L19/H19/C29
-  Meio Bloco - L19/H19/C14
-  Compensador - L19/H19/C(V)



PLANTA BAIXA DE PRIMEIRA FIADA  
ESCALA 1/50



PLANTA BAIXA DE SEGUNDA FIADA  
ESCALA 1/50

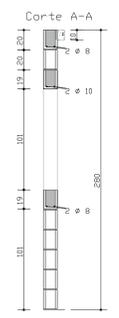
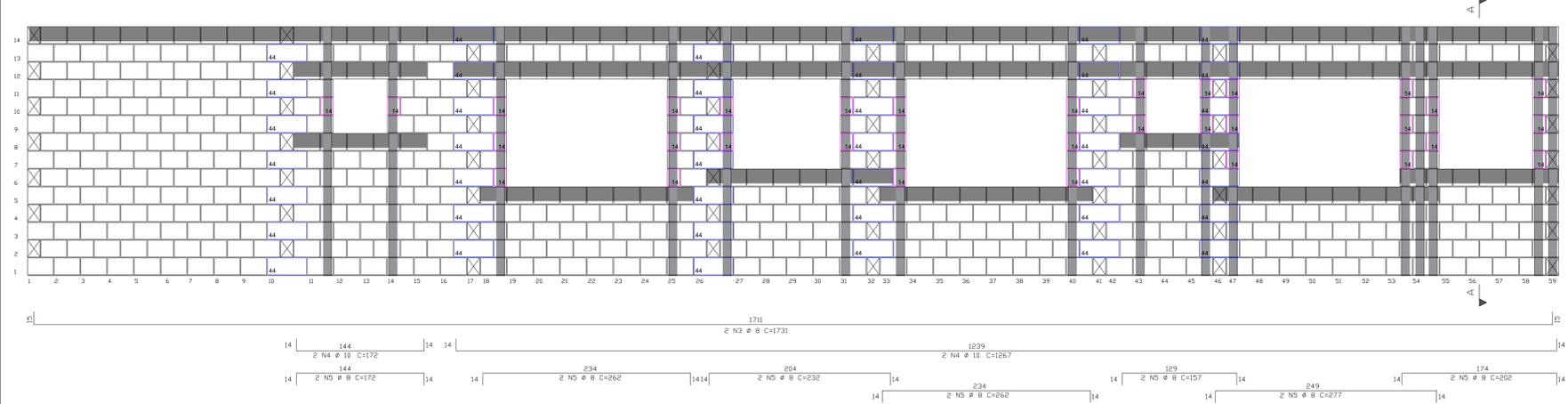


IDENTIFICAÇÃO DAS PAREDES  
ESCALA 1/50

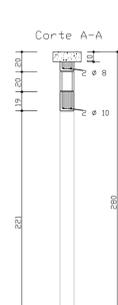
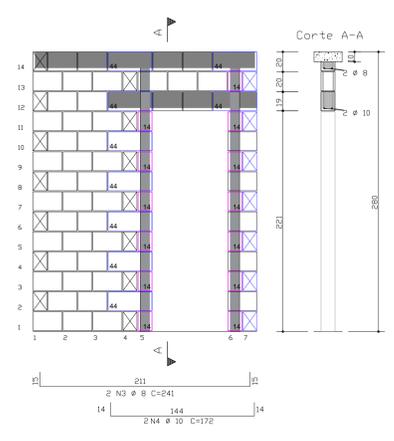
	<b>Universidade de Caxias do Sul</b>
Eduardo Nervis Moraes	
Projeto TCC II	
Residencial Dom Leonardo	Prancha:
Planta baixa de primeira e segunda fiada e identificação das paredes	01
Escala: 1/50	Dezembro/2018

**APÊNDICE B – ELEVAÇÃO PAREDES 01 A 16; 19 E 20**

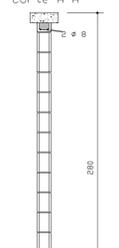
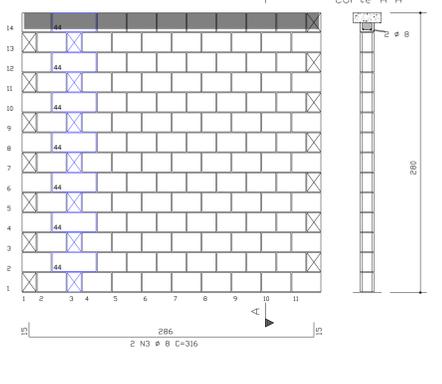
PAREDES 01 e 02 - 1º ao 3º Pavimento



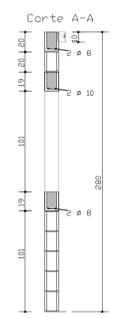
PAREDES 03 e 04



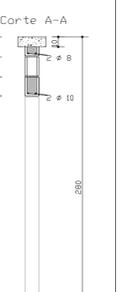
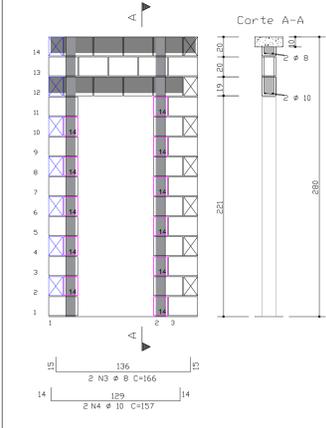
PAREDES 09 e 12



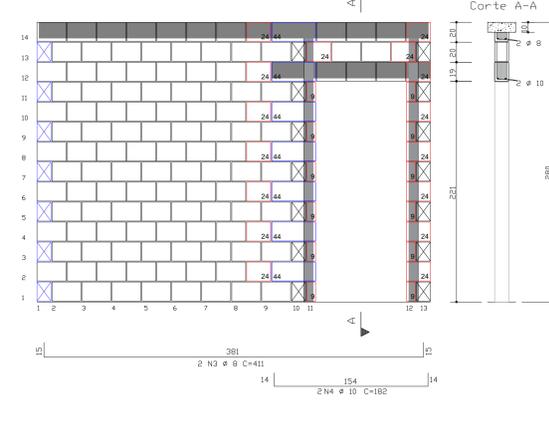
PAREDES 01 e 02 - 4º ao 6º Pavimento



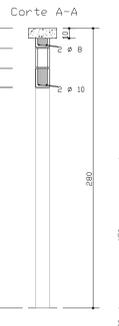
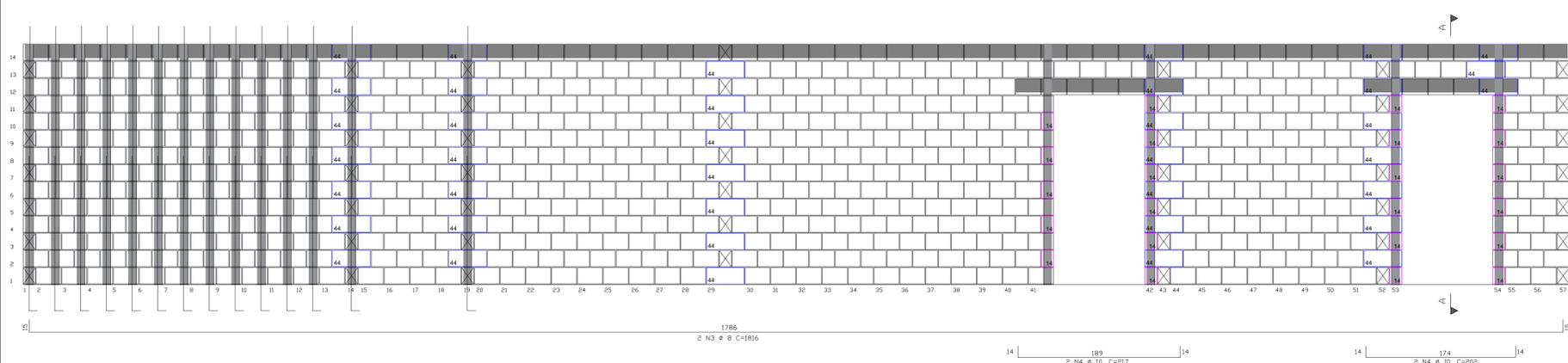
PAREDES 07 e 08



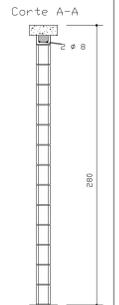
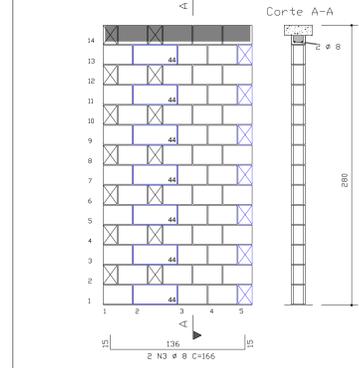
PAREDES 19 e 20



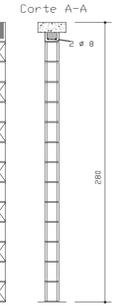
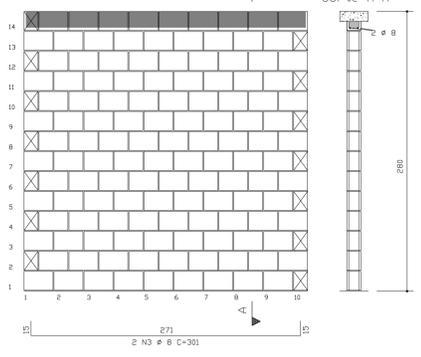
PAREDES 15 e 16 - 1º ao 3º Pavimento



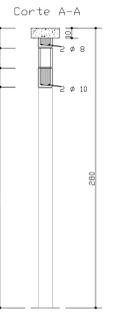
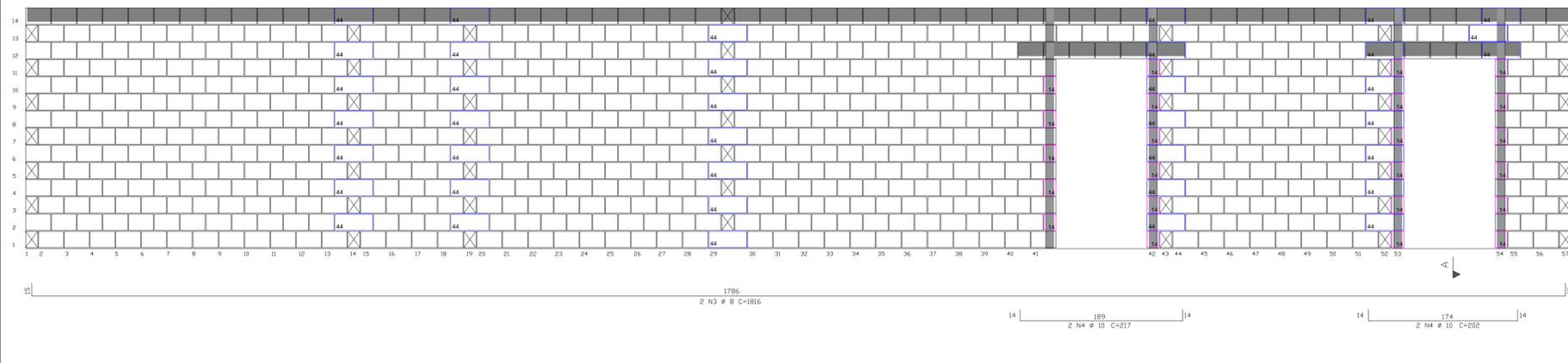
PAREDES 05 e 06



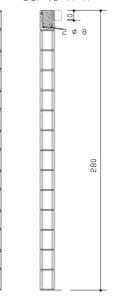
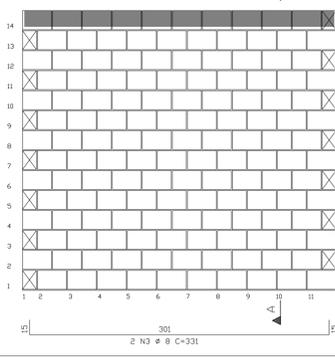
PAREDES 10 e 11



PAREDES 15 e 16 - 4º ao 6º Pavimento

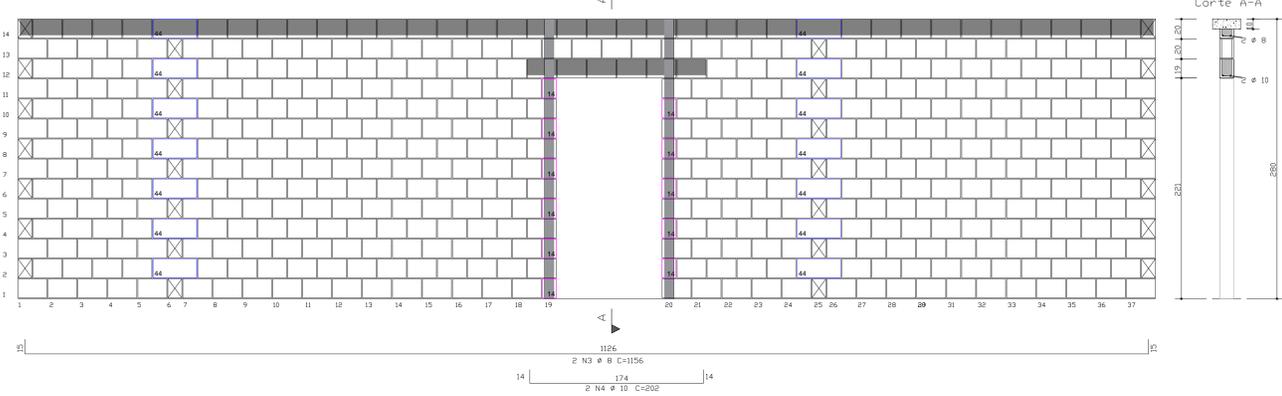


PAREDES 13 e 14

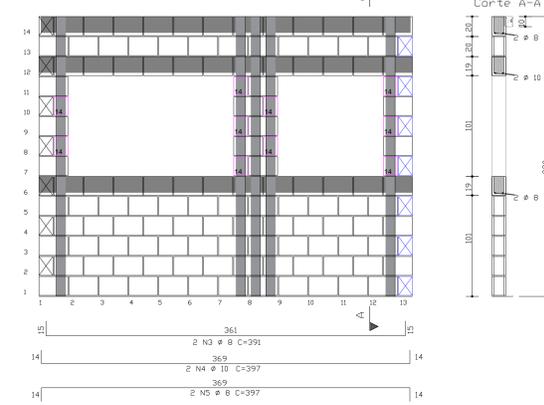


**APÊNDICE C – ELEVAÇÃO PAREDES 17; 18; 21 A 35; 37 A 39; 76 A 78 E 80**

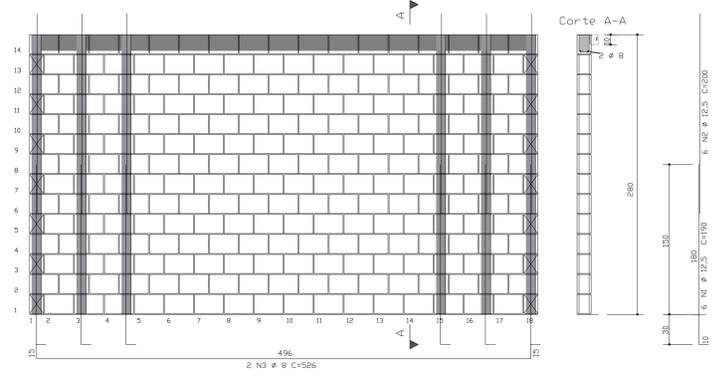
PAREDES 17 e 18



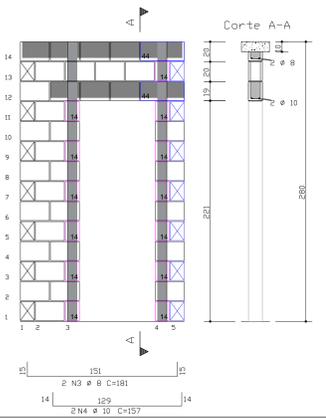
PAREDES 25 e 26 - 1º ao 3º Pavimento



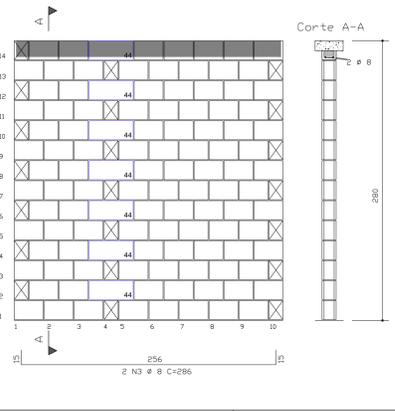
PAREDES 33 e 34 - 1º Pavimento



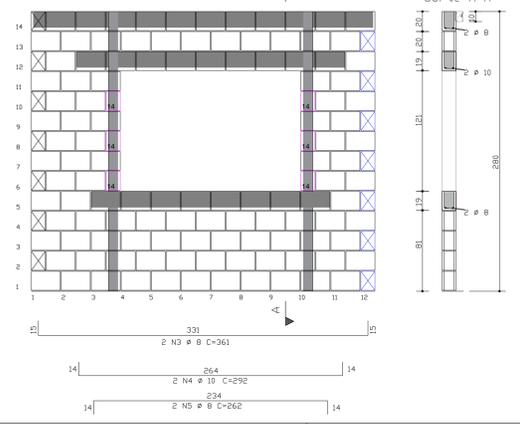
PAREDES 21 e 22



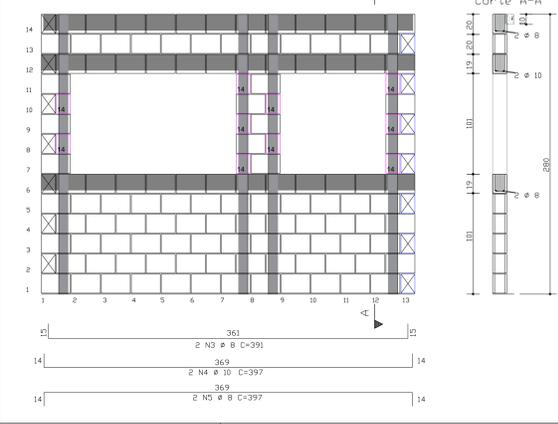
PAREDES 23 e 24



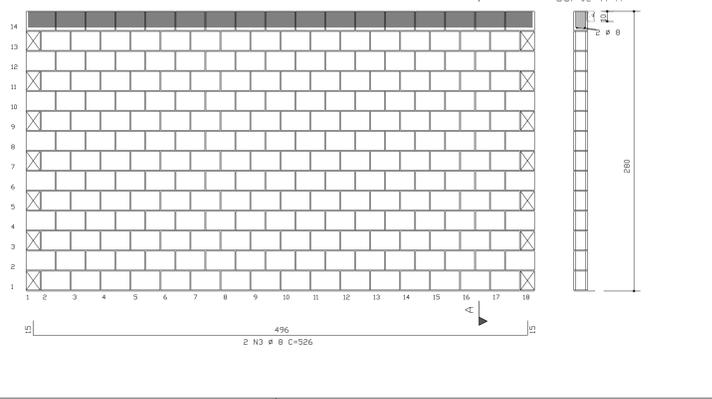
PAREDES 27 e 28



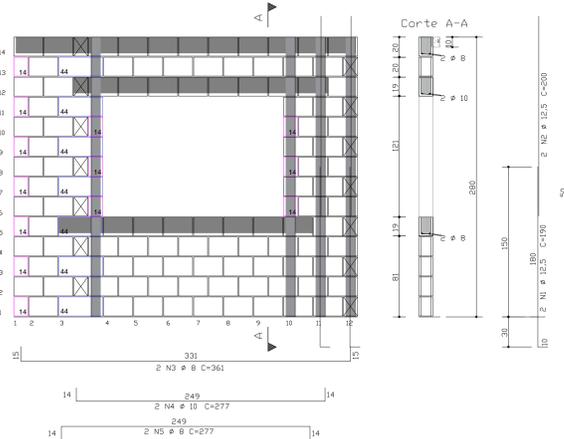
PAREDES 25 e 26 - 4º ao 6º Pavimento



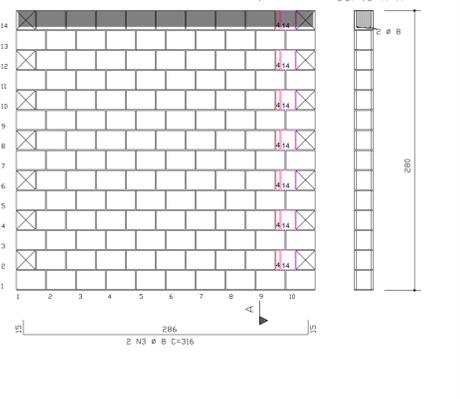
PAREDES 33 e 34 - 2º ao 6º Pavimento



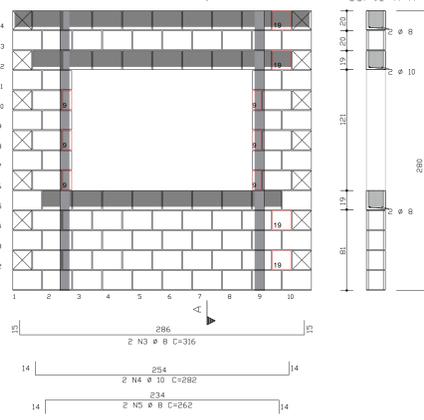
PAREDES 38 e 76 - 1º ao 3º Pavimento



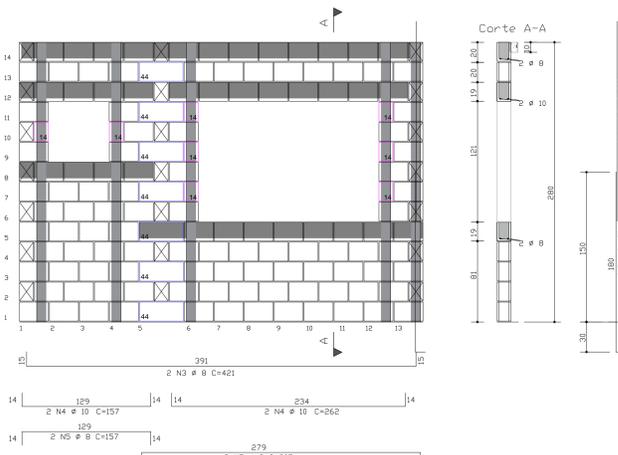
PAREDE 30



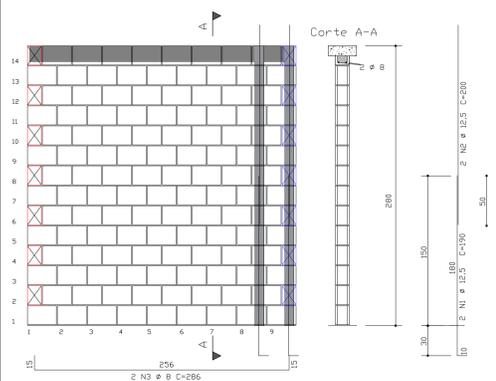
PAREDE 31



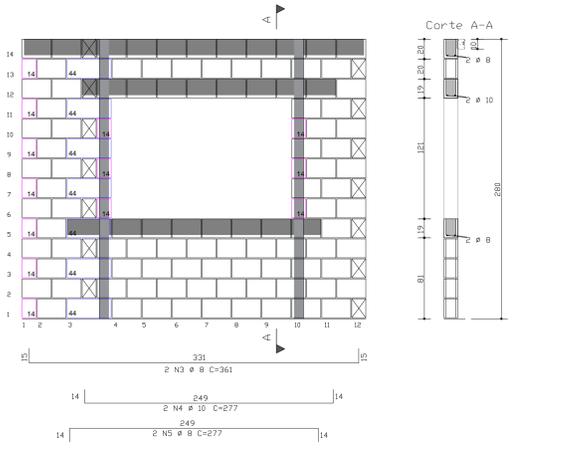
PAREDES 35 e 80 - 1º ao 3º Pavimento



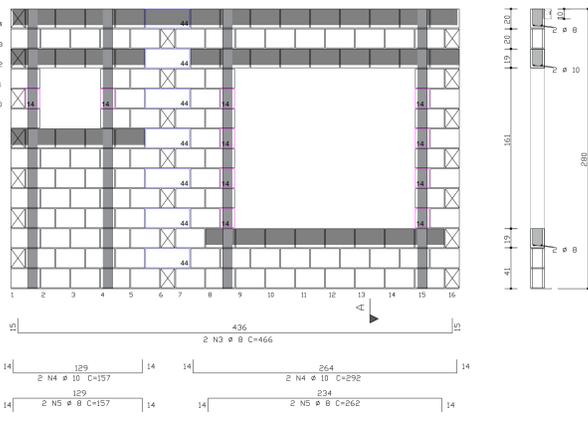
PAREDES 39 e 77 - 1º ao 3º Pavimento



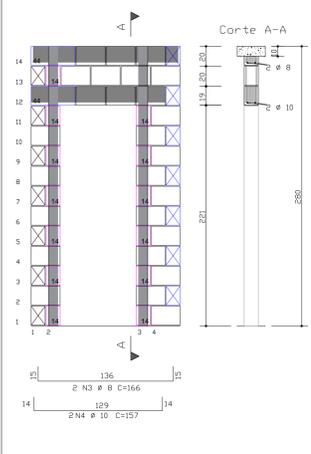
PAREDES 38 e 76 - 4º ao 6º Pavimento



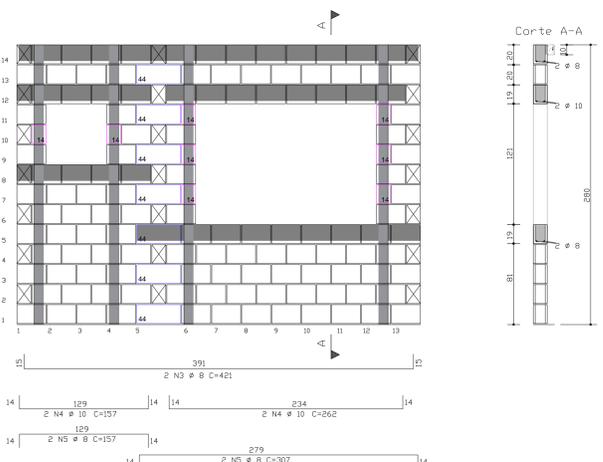
PAREDES 29 e 32



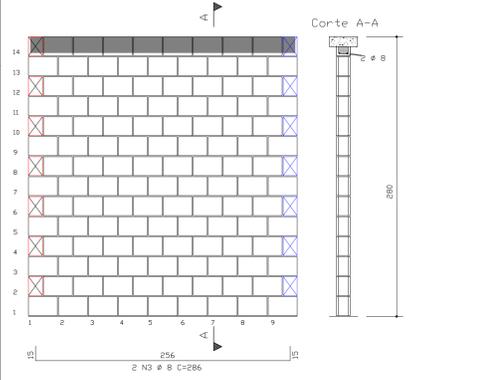
PAREDES 37 e 78



PAREDES 35 e 80 - 4º ao 6º Pavimento



PAREDES 39 e 77 - 4º ao 6º Pavimento



Universidade de  
Caxias do Sul

Eduardo Nervis Moraes

Projeto TCC II

Residencial Dom Leonardo

Elevação paredes 17; 18; 21 a 35; 37 a 39; 76 e 78 e 80

Escala: 1/25

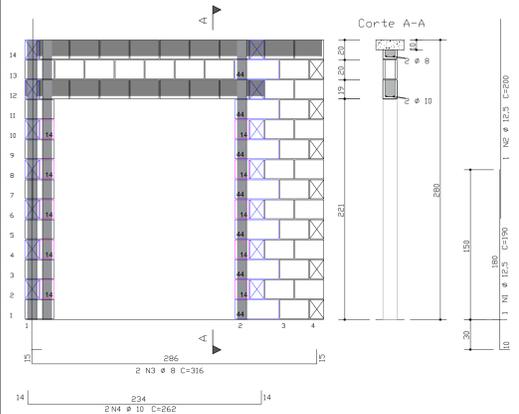
Dezembro/2018

Prancha:

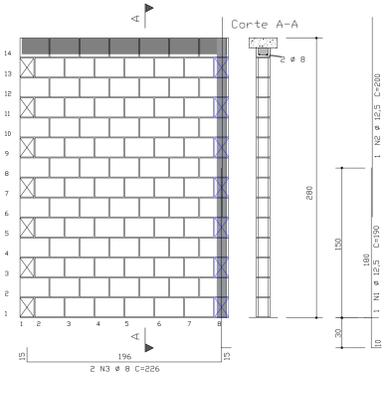
03

**APÊNDICE D – ELEVAÇÃO PAREDES 36; 40; 41; 43 A 51; 64 A 73; 75 E 79**

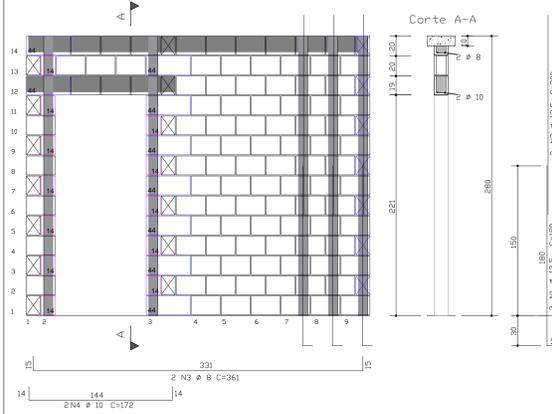
PAREDES 40 e 75 - 1º ao 3º Pavimento



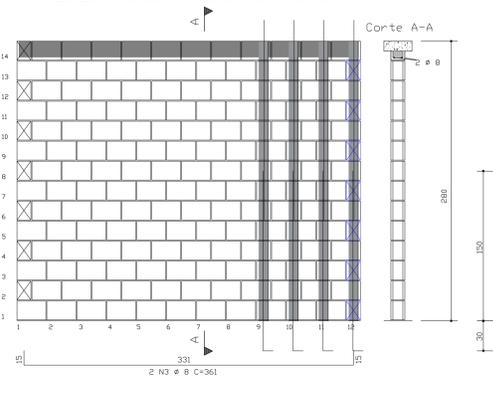
PAREDES 41 e 73 - 1º ao 3º Pavimento



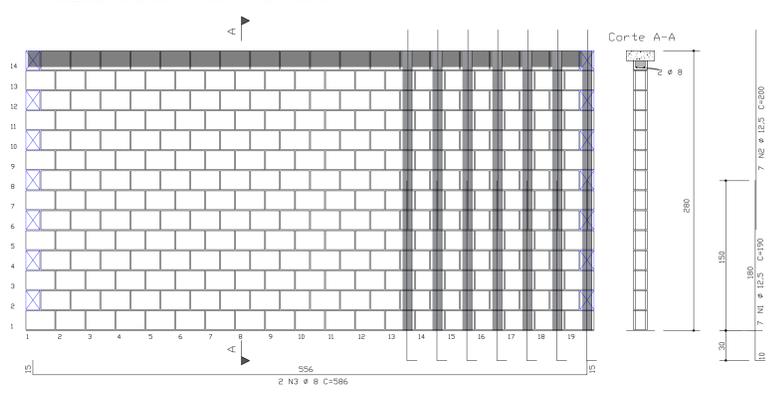
PAREDE 45 - 1º ao 3º Pavimento PAREDE 70 - 1º ao 2º Pavimento



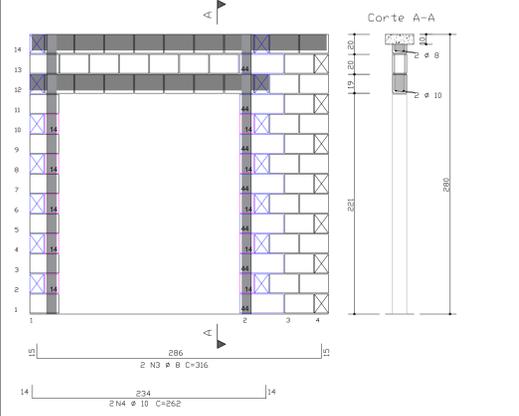
PAREDES 47 e 68 - 1º ao 3º Pavimento



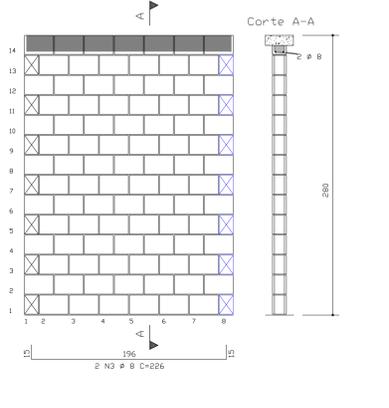
PAREDES 49 e 66 - 1º ao 4º Pavimento



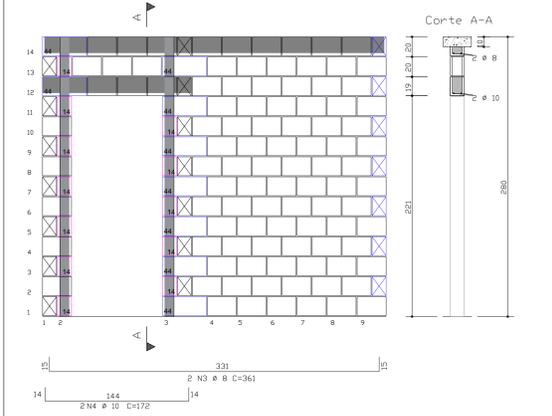
PAREDES 40 e 75 - 4º ao 6º Pavimento



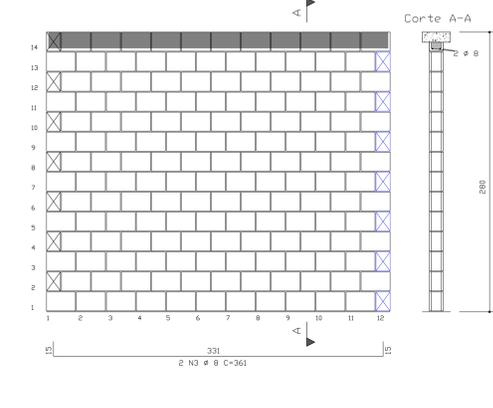
PAREDES 41 e 73 - 4º ao 6º Pavimento



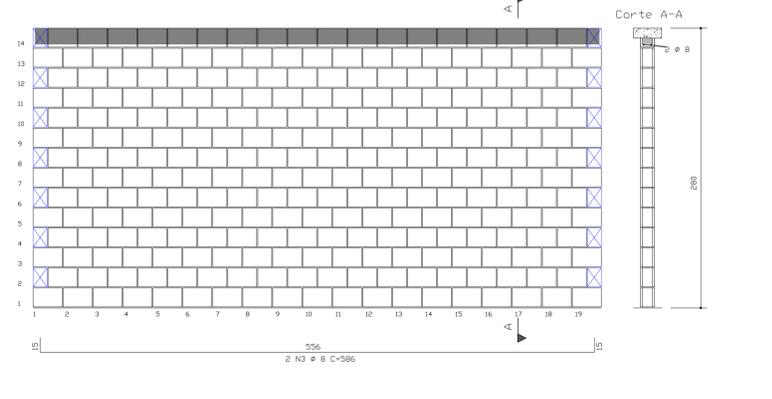
PAREDE 45 - 4º ao 6º Pavimento PAREDE 70 - 3º ao 6º Pavimento



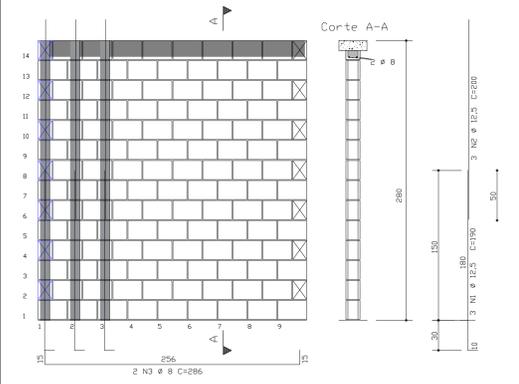
PAREDES 47 e 68 - 4º ao 6º Pavimento



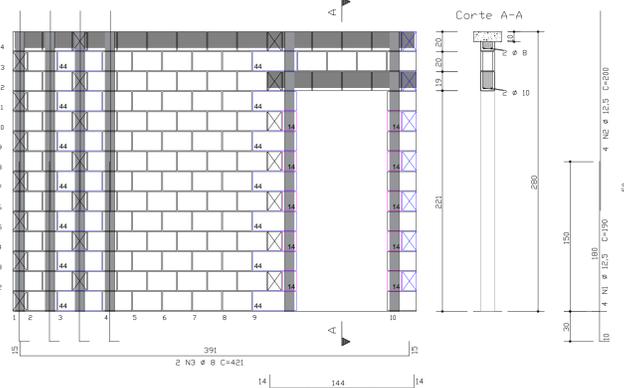
PAREDES 49 e 66 - 5º ao 6º Pavimento



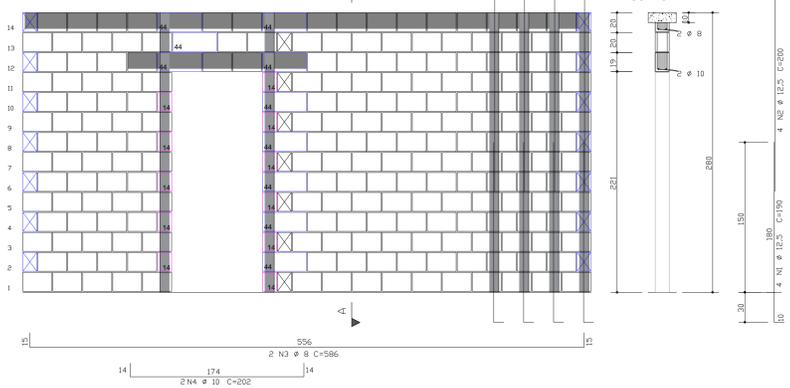
PAREDE 48 - 1º ao 3º Pavimento PAREDE 67 - 1º ao 2º Pavimento



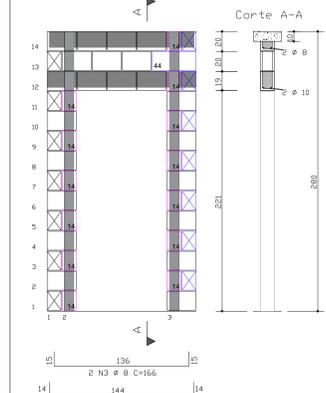
PAREDES 50 e 65 - 1º ao 3º Pavimento



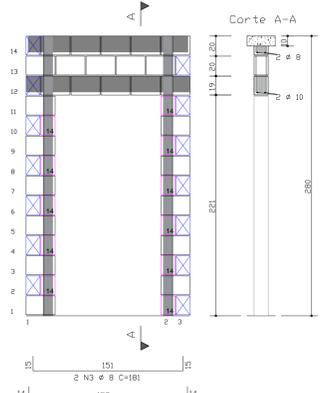
PAREDES 51 e 64 - 1º ao 3º Pavimento



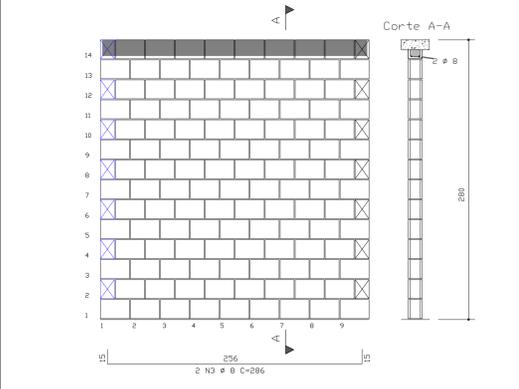
PAREDES 43 e 72



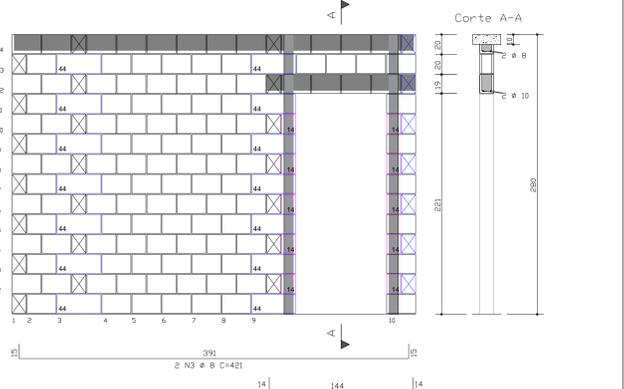
PAREDES 44 e 71



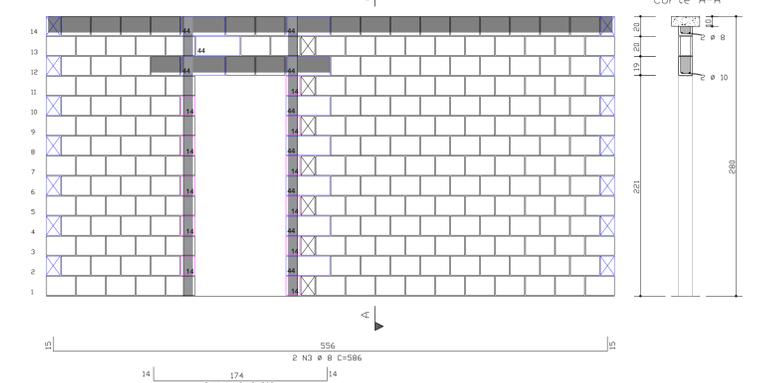
PAREDE 48 - 4º ao 6º Pavimento PAREDE 67 - 3º ao 6º Pavimento



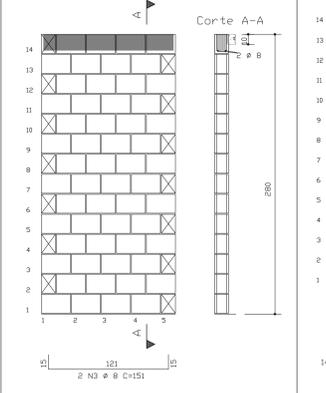
PAREDES 50 e 65 - 4º ao 6º Pavimento



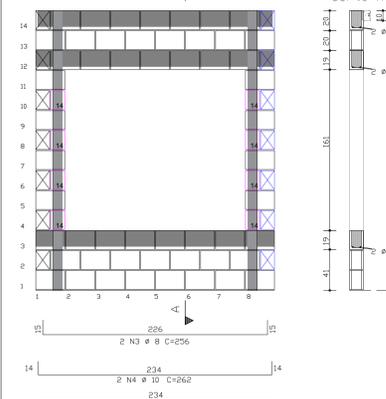
PAREDES 51 e 64 - 4º ao 6º Pavimento



PAREDES 46 e 69



PAREDES 36 e 79



Universidade de Caxias do Sul

Eduardo Nervis Moraes

Projeto TCC II

Residencial Dom Leonardo

Elevação paredes 36; 40; 41; 43 a 51; 64 a 73; 75 e 79

Escala: 1/25

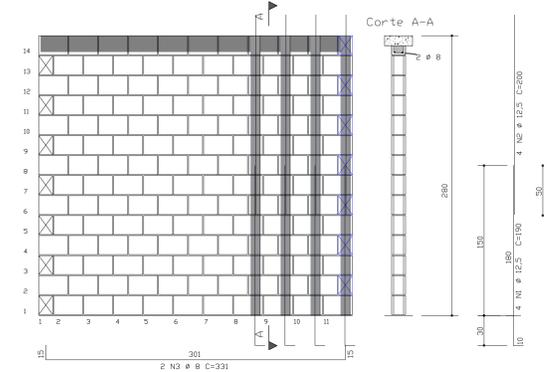
Dezembro/2018

Prancha:

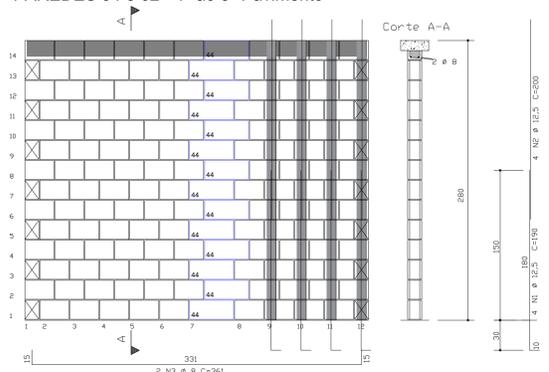
04

**APÊNDICE E – ELEVAÇÃO PAREDES 42; 52 A 63 E 74**

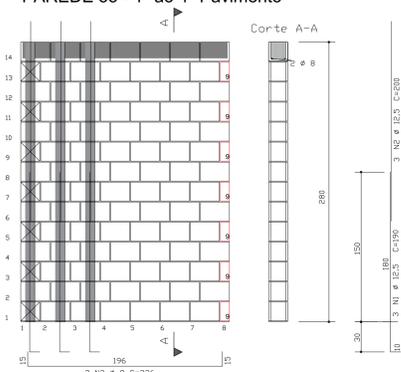
PAREDE 52 - 1º ao 3º Pavimento PAREDE 63 - 1º ao 2º Pavimento



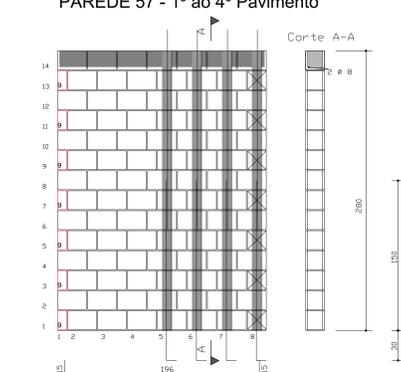
PAREDES 54 e 62 - 1º ao 3º Pavimento



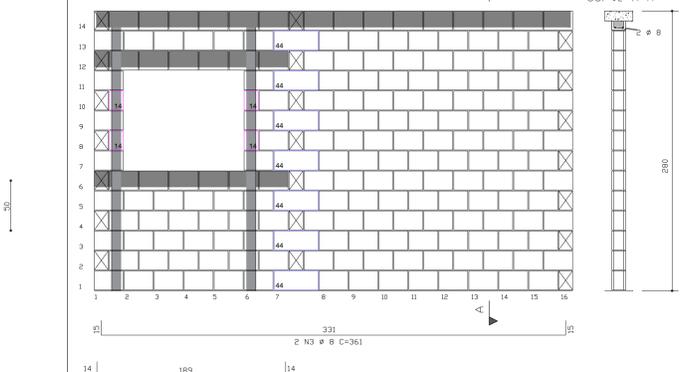
PAREDE 55 - 1º ao 4º Pavimento



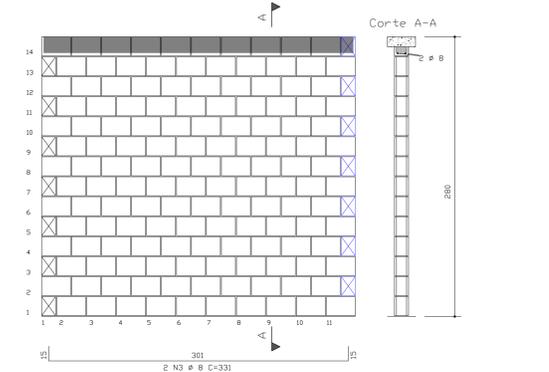
PAREDE 57 - 1º ao 4º Pavimento



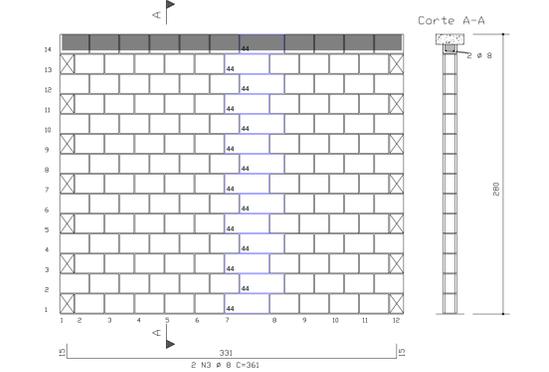
PAREDES 42 e 74



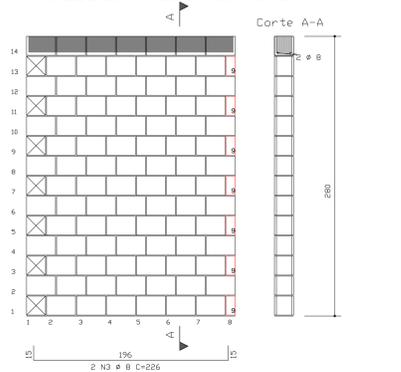
PAREDE 52 - 4º ao 6º Pavimento PAREDE 63 - 3º ao 6º Pavimento



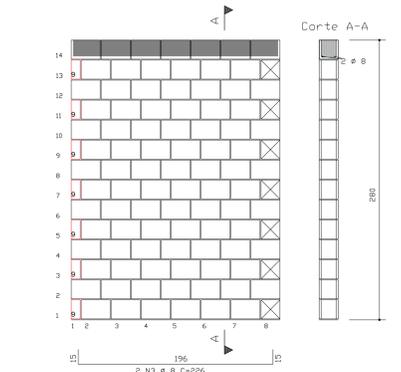
PAREDES 54 e 62 - 4º ao 6º Pavimento



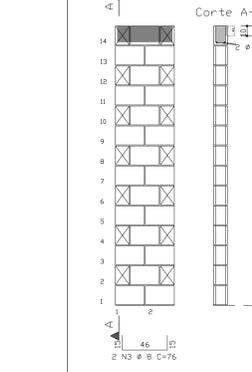
PAREDE 55 - 5º ao 6º Pavimento



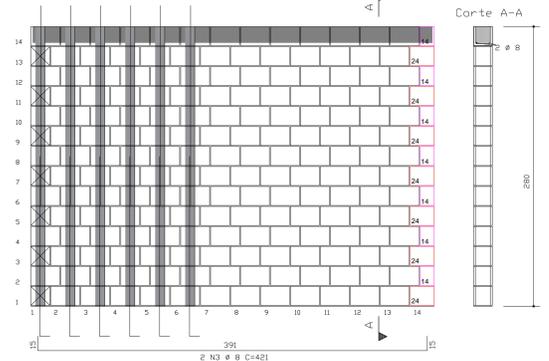
PAREDE 57 - 5º ao 6º Pavimento



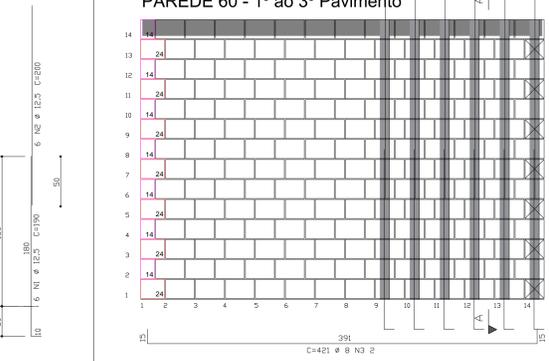
PAREDES 53 e 61



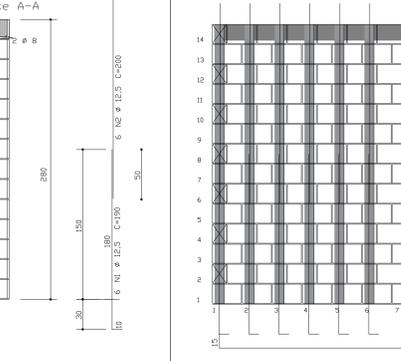
PAREDE 59 - 1º ao 3º Pavimento



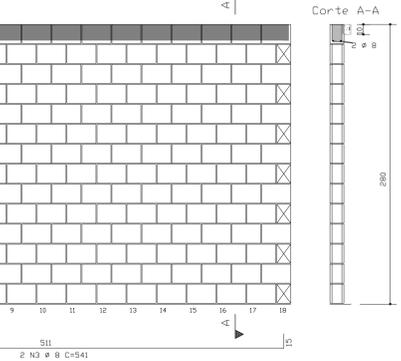
PAREDE 60 - 1º ao 3º Pavimento



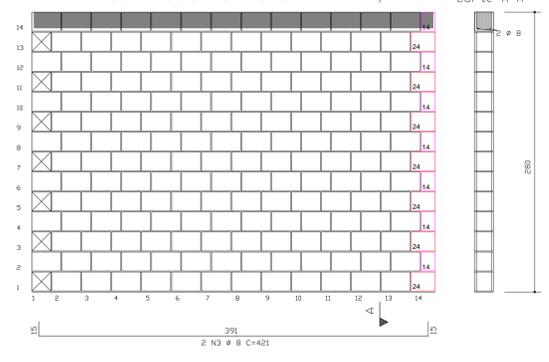
PAREDES 56 e 58 - 1º ao 4º Pavimento



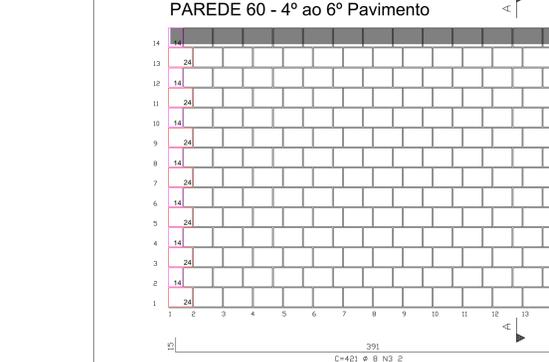
PAREDES 56 e 58 - 5º ao 6º Pavimento



PAREDE 59 - 4º ao 6º Pavimento



PAREDE 60 - 4º ao 6º Pavimento



PAREDES 56 e 58 - 5º ao 6º Pavimento

