



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ALVACI ALVES DOS SANTOS JUNIOR  
FELIPE GODOI OLIVEIRA**

**ANÁLISE DE AMPLIAÇÃO EM EDIFICAÇÃO CONSTRUÍDA  
EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

**PUBLICAÇÃO N°: XXXXXX**

**GOIANÉSIA / GO  
2019**



**ALVACI ALVES DOS SANTOS JUNIOR  
FELIPE GODOI OLIVEIRA**

**ANÁLISE DE AMPLIAÇÃO EM EDIFICAÇÃO CONSTRUÍDA  
EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

**PUBLICAÇÃO Nº: XXXXX**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

**ORIENTADOR: DANIELLY LUZ ARAUJO DE MORAIS**

**CO-ORIENTADOR: EDUARDO MARTINS TOLEDO**

**GOIANÉSIA / GO: 2019**

## FICHA CATALOGRÁFICA (exemplo)

JUNIOR, A. D. S. ALVACI; OLIVEIRA, G. FELIPE.

Análise de ampliação em edificação construída em alvenaria estrutural [Goiás] 2019 xi, 96P, 297 mm (ENC/FACEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. Ampliação

3. Análise

I. ENG/FACEG

2. ELU

4. Alvenaria estrutural não armada

II. Título (Série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA (exemplo)

JUNIOR, A. A. D. S; OLIVEIRA, F. G. Análise de ampliação em edificação construída em alvenaria estrutural, Publicação ENC. PF-001A/07, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, GO, 96P. 2019.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Alvaci Alves dos Santos Junior e Felipe Godoi Oliveira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Análise de ampliação em edificação construída em alvenaria estrutural.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

É concedida à FACEG a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a citação por escrito dos autores.

---

Alvaci Alves dos Santos Junior  
Residencial Jardim Mariana BL26 AP303  
76380000 - Goianésia/GO - Brasil

---

Felipe Godoi Oliveira  
Rua 23ª n° 22 Centro  
76380000 - Goianésia/GO - Brasil

**ALVACI ALVES DOS SANTOS JUNIOR  
FELIPE GODOI OLIVEIRA**

**ANÁLISE DE AMPLIAÇÃO EM EDIFICAÇÃO CONSTRUÍDA  
EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

**APROVADO POR:**

---

**DANIELLY LUZ ARAUJO DE MORAIS, MESTRA (FACEG)  
(ORIENTADOR)**

---

**JULIANA COSTA CAMPOS, ESPECIALISTA (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**FRENCI DE AQUINO, MESTRA (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: GOIANÉSIA/GO, 5 de dezembro de 2019.**

*Dedicamos este trabalho:  
aos nossos pais, Alvaci, Higino, Zirlei e Dinelza;  
aos nossos irmãos, Wektor e Lays;  
aos nossos outros familiares, amigos, colegas de classe e  
e toda comunidade da construção civil em geral.*



## AGRADECIMENTOS

Queremos primeiramente, agradecer ao Senhor dos Exércitos, nosso único Deus, que mesmo sem nenhum merecimento, Ele nos deu sabedoria para termos chegado até aqui, e continuarmos avançando em nossas vidas. Nossos pais Alvaci, Higino, Zirlei e Dinelza, irmãos Wektor e Lays, e demais familiares, que oram e torcem pelo nosso sucesso profissional e todas as demais áreas de nossas vidas.

A todos os nossos amigos que ajudaram de forma direta ou indireta nessa caminhada. Aos nossos colegas, Caio Diniz, Edilson Passos, João Marcos Rabelo, Jonas Gabriel, Lana Torres, Lucas Cardoso, Nelson Junior, Paulo Henrique Vieira, Paulo Victor Oliveira, Rafael Sabino, Sávio Preto, Tânia Andrade e demais colegas de graduação, que com toda paciência, se dispuseram a nos ajudar com nossos problemas.

Aos serventes, pedreiros, mestres de obra, e engenheiros que conhecemos durante essa caminhada, em especial, os que nos ajudaram a concluir esse trabalho, sendo eles Diogo Lacerda, Mauro Alexandre e Robson Félix. Por fim, mas não menos importante, agradecer todos os profissionais da FACEG, que contribuíram de forma direta ou indireta, todos os nossos professores, e de forma muito especial, nossa orientadora Professora Msc. Danielly Araújo.

## RESUMO

Nos avanços da Engenharia Civil que ocorrem nos últimos anos, uma das áreas pouco exploradas é a de ampliação e reforma, devido algumas impossibilidades, dificuldades, mau planejamento, entre outros. Este presente trabalho, tem como desígnio a análise de ampliação vertical de uma edificação já construída com sistema de alvenaria estrutural não armada que, no entanto, não houve planejamento inicial para ampliação. Pretende-se determinar se, através de um bom planejamento e estudo estrutural da edificação, a estrutura consegue suportar uma ampliação. Para a elaboração da pesquisa foram utilizados referenciais teóricos em normas brasileiras, artigos, teses, dissertações, em livros, revistas e para a execução dos cálculos estruturais foi utilizado o software para projeto estrutural CYPECAD®, que verifica a estrutura pelo ELU (Estado Limite Último) sendo então o novo método para o cálculo estrutural que sucede as tensões admissíveis. Para os desenhos utilizou-se o software AutoCAD® e para a organização das tabelas utilizou-se o auxílio do Microsoft Excel®. A estrutura analisada foi uma edificação multifamiliar de 2 pavimentos com 5 apartamentos cada e, ao fim do trabalho, concluiu-se que, devido à falta de planejamento inicial da ampliação futura, a estrutura estudada não é suficientemente resistente para a uma futura ampliação, pois haveria necessidade de aumento da resistência dos blocos ou um reforço com armaduras que inviabilizaria a ampliação.

Palavras chave: Engenharia Civil, alvenaria estrutural não armada, ampliação, reforma, Estado Limite Último, Tensões admissíveis, armaduras.



## ABSTRACT

In the advances of Civil Engineering that occur in recent years, one of the areas little explored is the expansion and reform, due to some impossibilities, difficulties, poor planning, among others. This work aims to analyze the vertical expansion of a building already built with unarmored structural masonry system, however, there was no initial planning for expansion. It is intended to determine if, through a good planning and structural study of the building, the structure can support an expansion. For the elaboration of the research were used theoretical references in Brazilian norms, articles, theses, dissertations, in books, magazines and for the execution of the structural calculations it was used the software for structural design CYPECAD®, which verifies the structure by the ELU (Ultimate Limit State). The new method for structural calculation succeeding the permissible stresses. AutoCAD® software was used for drawings, and indices were organized using Microsoft Excel®. The structure analyzed was a multi-family building with 2 floors with 5 apartments each and, at the end of the work, it was concluded that, due to the lack of initial planning of the future expansion, the studied structure is not sufficiently resistant for future expansion, since there would be a need to increase the strength of the blocks or reinforcement with reinforcement that would make the expansion impossible.

Keywords: Civil Engineering, unarmored structural masonry, expansion, reform, Ultimate Limit State, Permissible Stress, reinforcement.



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Catedral de Reims.....	1
<b>Figura 2</b> - Coliseu .....	1
<b>Figura 3</b> - Pirâmides de Gizé.....	2
<b>Figura 4</b> - Residencial Vila Rica. ....	3
<b>Figura 5</b> - Residencial Jardim Mariana .....	3
<b>Figura 6</b> - Residencial Bosque das madeiras.....	6
<b>Figura 7</b> - Edifício Aquarela.....	7
<b>Figura 8</b> - Bloco B do conjunto enseada do Serrambi.....	7
<b>Figura 9</b> - Diagrama de pareto - classificando as frequências das patologias. ....	9
<b>Figura 10</b> - Falhas relacionadas a argamassa. ....	9
<b>Figura 11</b> - Falhas sobre os pontos de graute. ....	10
<b>Figura 12</b> - Falhas relacionadas ao rasgo na parede. ....	10
<b>Figura 13</b> - Falhas relacionadas aos blocos de concreto.....	10
<b>Figura 14</b> - Classificação dos tipos de blocos cerâmicos. ....	13
<b>Figura 15</b> - Características dos blocos cerâmicos. ....	14
<b>Figura 16</b> - Tipos de blocos para alvenaria estrutural. ....	16
<b>Figura 17</b> - Exemplo de verga e contra-verga. ....	17
<b>Figura 18</b> - Cinta de amarração .....	18
<b>Figura 19</b> - Amarração em L .....	18
<b>Figura 20</b> - Amarração em T. ....	19
<b>Figura 21</b> - Amarração em cruz.....	19
<b>Figura 22</b> -Amarrações indiretas. ....	19
<b>Figura 23</b> - Paredes transversais.....	20
<b>Figura 24</b> - Paredes celulares.....	20
<b>Figura 25</b> - Sistema complexo.....	21
<b>Figura 26</b> - Instalação de uma parede com Drywall.....	24
<b>Figura 27</b> - Curva de crescimento da resistência em relação com a resistência dos blocos....	25
<b>Figura 28</b> - Tipos de blocos estudados com as dimensões mm.....	25
<b>Figura 29</b> - Planta arquitetônica. ....	29
<b>Figura 30</b> - Projeto alvenaria Estrutural – Pavimento térreo.....	30
<b>Figura 31</b> - Método de Associação Plana de Painéis: (a) parede de alvenaria com aberturas; (b) representação da parede como pórtico.....	35

<b>Figura 32</b> -Momento de segunda ordem.....	36
<b>Figura 33</b> - Cargas concentradas. ....	44
<b>Figura 34</b> - Diagrama de tensões para alvenaria não armada. ....	48
<b>Figura 35</b> - Planta baixa do pavimento térreo. ....	52
<b>Figura 36</b> - Planta do pavimento superior. ....	53
<b>Figura 37</b> - Planta baixa salão de festas ....	53
<b>Figura 38</b> - Planta baixa caixa d'água.....	54
<b>Figura 39</b> - Introdução do pavimento existente e ampliado. ....	55
<b>Figura 40</b> - SCU e CPU da estrutura ampliada e já existente.....	56
<b>Figura 41</b> - Concreto.....	57
<b>Figura 42</b> - Genéricas ....	57
<b>Figura 43</b> - Forças devidas ao vento.....	58
<b>Figura 44</b> - Diâmetros utilizados. ....	59
<b>Figura 45</b> - Formato dos blocos.....	59
<b>Figura 46</b> - Introdução das aberturas. ....	59
<b>Figura 47</b> - Detalhamento da laje treliçada.....	60
<b>Figura 48</b> - Detalhamento da laje mista.....	60
<b>Figura 49</b> - Laje 3D. ....	61
<b>Figura 50</b> - Carga linear.....	62
<b>Figura 51</b> - Escada. ....	63
<b>Figura 52</b> - Lançamento da edificação original. ....	64
<b>Figura 53</b> - Lançamento da edificação ampliada (a) Térreo ....	65
<b>Figura 54</b> - Armaduras verticais e horizontais. ....	66
<b>Figura 55</b> - Estrutura em 3D.....	67
<b>Figura 56</b> - Cortinas escolhidas ....	71
<b>Figura 57</b> - Representação da armadura vertical C1, C8 e C16. ....	75
<b>Figura 58</b> - Representação da armadura horizontal (a) C1 e C16 ....	76
<b>Figura 59</b> - Representação das armaduras verticais ....	82
<b>Figura 60</b> - Representação das armaduras horizontais ....	83
<b>Figura 61</b> - Gráfico peso próprio.....	88
<b>Figura 62</b> - Gráfico momento em X Fonte: CYPECAD ®, 2019.....	88
<b>Figura 63</b> - Gráfico Momento Y.....	88
<b>Figura 64</b> - Gráfico Cortante em X.....	89
<b>Figura 65</b> - Gráfico cortante em Y ....	89

## LISTA DE EQUAÇÕES

<b>Equação 1</b> - Peso próprio das paredes.....	31
<b>Equação 2</b> - Força de arrasto do vento.....	33
<b>Equação 3</b> – Força equivalente ao desaprumo.....	33
<b>Equação 4</b> – Comprimento dos flanges.....	34
<b>Equação 5</b> - Força total no pavimento.....	34
<b>Equação 6</b> – Rigidez relativa da parede.....	34
<b>Equação 7</b> – Diagrama dos esforços solicitantes.....	35
<b>Equação 8</b> – Parâmetro de instabilidade.....	37
<b>Equação 9</b> – Designada como a máxima tensão atuante .....	39
<b>Equação 10</b> – Solicitação do cálculo.....	39
<b>Equação 11</b> – Resistência de cálculo.....	39
<b>Equação 12</b> – Solicitação do cálculo.....	39
<b>Equação 13</b> – Coeficiente de aproveitamento.....	40
<b>Equação 14</b> – Esforço cortante de calculo.....	40
<b>Equação 15</b> – Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua.....	40
<b>Equação 16</b> – Estado de limite de ruptura frente a solicitação normais.....	41
<b>Equação 17</b> – Índice de esbeltez.....	42
<b>Equação 18</b> – Força normal resistente de cálculo.....	43
<b>Equação 19</b> – Coeficiente redutor devido a esbeltez.....	43
<b>Equação 20</b> – Força normal resistente de cálculo.....	43
<b>Equação 21</b> – Resistencia de compressão.....	43
<b>Equação 22</b> – Verificação para resistência a compressão.....	44
<b>Equação 23</b> – Resistência ao cisalhamento.....	45
<b>Equação 24</b> – Tensão de cisalhamento de cálculo.....	46
<b>Equação 25</b> – Tensão de cisalhamento de cálculo.....	46
<b>Equação 26</b> – Resistencia característica ao cisalhamento.....	46
<b>Equação 27</b> – Força cortante máxima.....	46
<b>Equação 28</b> – Foça cortante devido a alvenaria.....	46

<b>Equação 29</b> – Tensão de tração da armadura.....	47
<b>Equação 30</b> – Momento fletor resistente de cálculo.....	47
<b>Equação 31</b> – Torção.....	47
<b>Equação 32</b> – Flexo compressão das paredes.....	49
<b>Equação 33</b> – Flexo compressão dos pilares.....	49
<b>Equação 34</b> – Flexo-tração.....	49
<b>Equação 35</b> – Flexão composto na alvenaria não armada.....	49
<b>Equação 36</b> – Modulo de elasticidade.....	50
<b>Equação 37</b> – Modulo de elasticidade transversal.....	50
<b>Equação 38</b> – Cargas na caixa d'água.....	50
<b>Equação 39</b> – Cargas lineares.....	51

## LISTA DE TABELA

<b>Tabela 1</b> - Principais causas de variabilidade do tempo e execução. ....	11
<b>Tabela 2</b> - Tolerância máximas de Fabricação. ....	12
<b>Tabela 3</b> - Dimensões nominais.....	13
<b>Tabela 4</b> -Resistencia a compressão. ....	15
<b>Tabela 5</b> – Dimensões.....	15
<b>Tabela 6</b> - Principais pesos específicos para alvenaria. ....	32
<b>Tabela 7</b> - Valores de $\gamma_m$ .....	41
<b>Tabela 8</b> - Valores máximos do índice de esbeltez.....	43
<b>Tabela 9</b> - Valores característicos ao cisalhamento $f_{vk}$ .....	45
<b>Tabela 10</b> - Valores característicos da resistência à tração na flexão ( $f_{tk}$ ). ....	48
<b>Tabela 11</b> - Valores estimados de módulos de elasticidade em função da resistência características à compressão do concreto .....	50
<b>Tabela 12</b> - Seleção das normas.....	56
<b>Tabela 13</b> -Modulo de Elasticidade, Deformação Transversal e coeficiente de Poisson .....	57
<b>Tabela 14</b> - Verificação geométrica C1, C8 e C16.....	72
<b>Tabela 15</b> - Cargas horizontais do vento .....	72
<b>Tabela 16</b> - Esforço da cortina C1 Base .....	73
<b>Tabela 17</b> - Esforço da cortina C1 Extremidade superior .....	73
<b>Tabela 18</b> - Representação da cortina C16 base. ....	73
<b>Tabela 19</b> - Representação da cortina C16 extremidade superior. ....	74
<b>Tabela 20</b> – Esforço da cortina C8 base. ....	74
<b>Tabela 21</b> - Esforço da cortina C8 extremidade superior. ....	74
<b>Tabela 22</b> - Verificação de resistência.....	77
<b>Tabela 23</b> - Verificação de fissuração. ....	78
<b>Tabela 24</b> – Verificação geométrica da C1, C8 e C16. ....	78
<b>Tabela 25</b> - Verificação das cargas horizontais do vento. ....	79
<b>Tabela 26</b> - Esforços das cortinas C1 base (ABNT NBR 15961-1). ....	79
<b>Tabela 27</b> - Esforços das cortinas C1 extremidade superior (ABNT NBR 15961-1). ....	79
<b>Tabela 28</b> - Esforços das cortinas C16 base (ABNT NBR 15961-1, 2011). ....	80
<b>Tabela 29</b> - Esforços das cortinas C16 extremidade superior (ABNT NBR 15961-1, 2011). ....	80
<b>Tabela 30</b> - Esforço das cortinas C8 base (ABNT NBR 15961-1, 2011).....	80
<b>Tabela 31</b> - Esforços das cortinas C8 extremidade superior (ABNT NBR 15961-1,2011). ...	81

**Tabela 32** - Verificação de resistência.....86

**Tabela 33** - Verificação de fissuração .....86



**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

BS - *British Standard*

EUA - Estado Unidos da América

ELU - Estado Limite Último

ELS - Estado Limite Simples

FACEG - Faculdade Evangélica de Goianésia

NBR - Norma Brasileira



## LISTA DE SIMBOLOS

### Símbolos Gregos:

$\alpha$  – Parâmetro de instabilidade

$\lambda$  – Índice de esbeltez

$\gamma$  – Peso específico da alvenaria

$\gamma_i$  – Coeficiente de segurança interno

$\gamma_f, \gamma_m$  – coeficientes de ponderação das ações e resistências

### Símbolos romanos:

$A'$  – área da seção transversal

$A$  – área bruta da seção resistente

$a, b$  – dimensões da área de contato

$A_e$  – Área efetiva referente a projeção da fachada da edificação.

$A_s''$  – Área de aço para resistir ao cisalhamento

$A_s$  e  $A's$  – área da armadura tracionada

$A_{s1}$  – Área de armadura comprimida na face maior compressão

$A_{s2}$  – Área de armadura na outra face

$B$  – largura

$B'$  – largura da seção

$C_a$  – Coeficiente de arrasto

$D$  – altura útil

$D'$  – Altura útil da seção

$d$  – distancia do centroide da armadura  $A_{s1}$  à borda mais comprimida

$d'$  – distancia do centroide da armadura  $A_{s2}$  à outra borda

$e$  – Espessura da parede (Bloco + Revestimento)

$EI$  – Rigidez à flexão do sistema de contraventamento

$f_a$  – Força do arrasto do vento

$f_{bk}$  – Resistência característica à compressão do bloco

$f_c$  – Resultante de compressão na alvenaria

$f_d$  – Tensão máxima de compressão

$f_{pk}$  – Resistência característica à compressão do prisma;

$f_{gk}$  – Resistência característica à compressão de concreto

$f_{td}$  – Resistente de cálculo à tração

$f_{yd}$  – Resistência de cálculo da armadura

$f_s$  e  $f'_s$  – Resultante de forças nas armaduras tracionadas

$f_s$  – Tensão de tração da armadura

$H$  – Altura total do edifício

$h_e, t_e$  – altura efetiva e espessura efetivas

$M$  – Momento fletor atuante na parede

$N_{td}$  – normal de cálculo

$N_k$  – força normal característica

$N_{rd}$  – força normal resistente de cálculo

$P$  – Peso da alvenaria e Peso total da edificação

$p$  – Taxa geométrica da armadura

$P_k$  – cargas concentradas

$q$  – Pressão dinâmica do vento

$R$  – Tensão de ruptura ou de escoamento do material

$r$  – coeficiente redutor devido a esbeltez

$R_d$  – Resistência de cálculo

$R_k$  e  $F_k$  – Valores característicos de resistência e ação

$S$  – Designada como a máxima tensão atuante

$s'$  – espaçamento entre armaduras

$S_d$  – Solicitação do cálculo

$T_e$  – espessura efetiva

$V_a$  – Força cortante absorvida pela alvenaria

$V_d$  – Força cortante de cálculo

$x$  – Altura da linha neutra

$W$  – Módulo de resistência à flexão ( $W= I / Y_{max}$ )



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	4
1.2 OBJETIVOS .....	5
1.2.1 Objetivo Geral.....	5
1.2.2 Objetivos Específicos .....	5
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1 ACIDENTES EM EDIFICAÇÕES CONSTRUIDAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL .....	6
2.2 PATOLOGIAS .....	7
2.3 CAUSAS DA VARIABILIDADE DO TEMPO E EXECUÇÃO DE OBRA .....	11
2.4 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL NO BLOCO .....	11
2.4.1 Concreto.....	12
2.4.2 Cerâmico .....	13
2.4.3 Sílico calcário .....	14
2.5 – TIPOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL .....	15
2.6 – COMPONENTES ESTRUTURAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	16
2.7 SISTEMA ESTRUTURAL DE PAREDES .....	20
2.7.1 Paredes Transversais.....	20
2.7.2 Paredes Celulares .....	20
2.7.3 Sistema Complexo .....	21
2.8 – TENSÕES ADMISSÍVEIS E ESTADO LIMITE ULTIMO (ELU).....	21
2.9 – INTERAÇÃO DAS PAREDES .....	22
2.10 - PROCEDIMENTOS DE DISTRIBUIÇÃO .....	22
2.11 – MODIFICAÇÕES NA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	23
2.12 – INFLUÊNCIAS NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	24
2.13 – ÍNDICE DE ESBELTEZ.....	26
2.14 - COMPATIBILIZAÇÃO ENTRE PROJETOS COMPLEMENTARES: .....	26
2.14.1 Projeto elétrico.....	27
2.14.2 Projeto hidro sanitário.....	27

3.1 PLANEJAMENTO DE PESQUISA .....	28
3.2 METODOLOGIA DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO UTILIZANDO O CYPECAD® .....	30
3.3 – ANÁLISE ESTRUTURAL DAS CARGAS .....	30
3.3.1 Cargas Verticais .....	31
3.3.2 Carregamento Vertical .....	31
3.3.2.1 Cargas Provenientes das Lajes .....	31
3.3.2.2 Peso próprio das paredes .....	31
3.3.3– Importância da uniformização das cargas.....	32
3.3.4 Influência do processo construtivo .....	32
3.3.5 Cargas Horizontais.....	33
3.3.5.1 Vento .....	33
3.3.5.2 – Desaprumo.....	33
3.3.5.3 – Consideração de abas ou flanges em painéis de contraventamento .....	34
3.3.5.4 – Paredes Isoladas.....	34
3.3.5.5 – Paredes com abertura.....	35
3.3.6 – Estabilidade Global da estrutura de contraventamento.....	36
3.3.6.1 - Classificação das estruturas de contraventamento .....	36
3.3.6.2 - Avaliação dos acréscimos de segunda ordem .....	37
3.3.6.3 - Deslocabilidade das estruturas por processos simplificados.....	37
3.4 – PRINCIPAIS CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO.....	38
3.4.1 – Tensões admissíveis e estados limites .....	38
3.4.2 – Método dos estados limites.....	39
3.4.2.1 – Disposição relativas às armaduras .....	40
3.4.2.2 – Estado limite de ruptura frente a solicitações normais. ....	41
3.4.3 – Valor para a resistência de cálculo .....	41
3.4.4 – Compressão simples .....	41
3.4.5 – Forças concentradas .....	44
3.4.6 – Cisalhamento .....	45
3.4.7 – Cortante.....	46
3.4.8 – Momento Fletor .....	47
3.4.9 – Torção .....	47

3.4.10 – Flexão simples .....	47
3.4.10.1 – Alvenaria não Armada.....	47
3.4.11 – Flexo-compressão .....	49
3.4.12 – Flexo-tração .....	49
3.4.13 – Flexão composta na alvenaria não armada .....	49
3.4.14 - Modulo de elasticidade.....	50
3.4.15 – Módulo de deformação transversal.....	50
3.4.16 – Cargas na caixa d’água .....	50
3.4.17 – Cargas lineares.....	51
<b>4- LANÇAMENTO ESTRUTURAL E CONFIGURAÇÕES DE ANÁLISE.....</b>	<b>52</b>
4.1- PROPOSTA DA AMPLIAÇÃO VERTICAL .....	52
4.2- FASE DE ENTRADA.....	54
4.3 - DADOS GERAIS.....	56
4.4 – LANÇAMENTO ESTRUTURAL .....	63
<b>5- RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>71</b>
5.1 ANÁLISE DA ESTRUTURAL ORIGINAL .....	71
5.1.1 – Verificação da cortina na alvenaria estrutural .....	72
5.1.2 – Relatório de cargas horizontais do vento .....	72
5.1.3 – Relatório dos esforços das cortinas.....	72
5.1.4 – Relatório das armaduras verticais e horizontais da estrutura original .....	75
5.1.5 – Verificações do E.L.U .....	77
5.2 – ANÁLISE DA ESTRUTURA AMPLIADA.....	78
5.2.1 - Verificação da cortina de alvenaria estrutural .....	78
5.2.2- Relatório de cargas horizontais do vento.....	78
5.2.3 – Relatório dos esforços das cortinas.....	79
5.2.4 – Relatório das armaduras verticais e horizontais. ....	81
5.2.5 – Verificações do E.L.U .....	86
5.3 – COMPARAÇÃO ENTRE A ESTRUTURA EXISTENTE E A AMPLIADA.....	87
5.3.1 – Comparações das verificações nas cortinas .....	87



5.3.2 - Comparações das verificações das cargas horizontais do vento em ambas estruturas ..... 87

5.3.3 – Comparações dos esforços das cortinas em ambas estruturas ..... 87

5.3.4 – Comparações das armaduras verticais e horizontais em ambas estruturas. .... 89

5.3.5 – Comparações do E.L.U ..... 90

**6- CONCLUSÃO ..... 91**

**7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS ..... 92**

**8- ANEXO ..... 96**

## 1 INTRODUÇÃO

De acordo com Nese (2010), a alvenaria estrutural apresenta-se compondo o conjunto de peças sobrepostas fazendo a função estrutural de uma edificação, descartando-se a necessidade de vigas e pilares para a sustentação do edifício. A alvenaria estrutural é usada a mais de 10 mil anos e nas Figuras 1,2 e 3 são apresentados alguns exemplos de edificações mundialmente conhecidas feitas de alvenaria estrutural como a Catedral de Reims construída no século XIII na França (Figura 1), o Coliseu inaugurado em 80 d.C. na Itália (Figura 2) e as Pirâmides de Gizé construídas 2550 a.C. no Egito (Figura 3) (CORRÊA e RAMALHO, 2003; DRYSDALE, *et all.* 2012).

**Figura 1** - Catedral de Reims.



Fonte: PARIS CITY, 2017.

**Figura 2** - Coliseu



Fonte: ITALY WELCOME, 2014.

**Figura 3** - Pirâmides de Gizé.



Fonte: Notícias ao Minuto, 2015

Segundo Ahmad (2013) existem três tipos de alvenaria estrutural e, dentre estes, destaca-se a alvenaria não armada a qual utiliza armaduras sem função estrutural, que são aplicadas construtivamente nas cintas, vergas, contravergas e amarração entre paredes. Esse tipo de alvenaria estrutural é utilizado em edifícios de baixa ou média altura, cerca de 12 pavimentos, e em locais de baixa atividade sísmica como no Brasil. Dessa forma, somente a resistência dos blocos é suficiente para absorção dos esforços solicitantes. Outro tipo é a alvenaria armada, que pode ser aplicada a edificações altas com cerca de 20 pavimentos, ou em locais com atividades sísmica como Estados Unidos da América (EUA), Índia e Japão. As armaduras embutidas na alvenaria permitem que as propriedades mecânicas da edificação sejam melhoradas.

O terceiro tipo de alvenaria estrutural é o protendido, necessário quando a edificação impõe grandes solicitações à estrutura. Este consiste na utilização de armaduras ativas roscadas de alta resistência, em que se aplicam forças de protensão com um macaco hidráulico, ou aperto de porcas de ancoragem (DRYSDALE, *et all.* 2012).

Ao se percorrer as ruas de Goianésia, localizada no interior de Goiás, percebe-se que o sistema estrutural em alvenaria não armada é bastante difundido na cidade. A cidade está localizada em uma região na qual não há atividade sísmica e as edificações são em sua maioria de estatura baixa. Os exemplos mais típicos da alvenaria estrutural na cidade de Goianésia podem ser visualizados nas Figuras 4 e 5. O residencial Vila Rica (Figura 4) foi construído pela construtora Aroeira, e o residencial Mariana (Figura 5) foi construído pela Base Forte, respectivamente. De acordo com a afirmação de Araújo (2014), é um excelente sistema estrutural para construções a serem financiadas por programas governamentais como “Minha Casa Minha Vida”, uma vez que são imóveis com poucos pavimentos, disposições

arquitetônicas semelhantes entre os pavimentos e modulação nas medidas. Segundo Araújo (2014) esse sistema estrutural pode propiciar a economia de até 30% dos custos da obra em relação a uma edificação em concreto armado.

**Figura 4** - Residencial Vila Rica.



Fonte: Aroeira Construtora, 2018.

**Figura 5** - Residencial Jardim Mariana



Fonte: Facebook, 2018.

Para Corrêa e Ramalho (2003), ao escolher-se um sistema de construção devem-se analisar aspectos como, por exemplo, a economia de materiais e a redução de desperdícios gera lucratividade para as construtoras e menos onerosidade no produto final para o consumidor. Além disto, a baixa temporariedade da obra possibilita entrega rápida de uma edificação e a praticidade do sistema construtivo possibilita a facilidade de treinamento e qualificação da mão de obra.

Na alvenaria estrutural pode-se destacar como vantajoso a existência da racionalidade no sistema executivo, em fôrmas, revestimentos, mão-de-obra e desperdícios. Com os

elementos construtivos pré-moldados, não é necessário esperar o tempo de cura. Há necessidade de mão-de-obra qualificada para prevenir futuras falhas que possam comprometer a edificação, mas ainda assim, há facilidade de treinamento dos trabalhadores. Uma parte desvantajosa que deve ser citada é a dificuldade de adaptações arquitetônicas não previstas no projeto executado. A previsão de ampliação deve ser efetuada já no projeto inicial, pois uma ampliação posterior só deve ser realizada após uma criteriosa avaliação estrutural. Ressalta-se que a compatibilização entre projetos é importante e deve ser feita com cautela para não haver interferências não previstas (CORRÊA e RAMALHO, 2003; SÁNCHEZ, 2012).

Segundo Vitor (2016), a ampliação vertical na alvenaria estrutural exige a presença do engenheiro e projetista, conforme estabelece também a ABNT (NBR 16.280, 2015). A construção de um novo pavimento aumenta as solicitações na base da obra, e os elementos já construídos precisarão suportar o novo peso da edificação. O engenheiro diagnosticará a necessidade de efetuar algum tipo de reforço nos elementos estruturais, e se as fundações existentes são suficientes para suportar todo o peso do novo pavimento. Logo após ter a presença de um laudo técnico em mãos no qual é especificado como a ampliação deve ser feita, sua viabilidade técnica e econômica.

Existem diversos recursos computacionais para auxiliar no dimensionamento de ampliações, reformas e construções de edificações em alvenaria estrutural. Programas como CYPECAD® e Eberick®, possuem módulos de dimensionamento em alvenaria estrutural que auxiliam nos cálculos de esforços e detalhamentos do projeto (ALTOQI, 2017; CYPECAD® 2017).

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A sociedade atual, demanda uma constante busca pelo novo e mudanças nas arquiteturas as vezes se fazem necessárias. A ampliação de edificações com sistema de alvenaria estrutural é uma área pouco explorada, uma vez que há diversos desafios em relação à alteração do projeto original. Esse sistema promove a redução nos custos em relação a outras técnicas, e é um dos preferidos por algumas construtoras (ARAÚJO, 2014). É o mais indicado entre os engenheiros que preferem construção em residenciais, pois apresenta diversas vantagens na construção, propicia economia, praticidade, redução no tempo de execução, evita desperdícios de materiais, e otimiza a mão de obra. Com isto, se faz importante uma avaliação da previsão de ampliação ou reforma de edificações em alvenaria estrutural, gerando assim, um caminho para uma

possível ampliação segura que se inicia com uma adequada análise estrutural da edificação incluindo as futuras modificações da planta, utilizando normas atualizadas e programas de software estrutural, para uma maior viabilidade da ampliação.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Compreender os desafios que cercam as ampliações e reformas em edificações com sistema em alvenaria estrutural.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Buscar embasamento teórico acerca do sistema construtivo e de técnicas de análise em alvenaria estrutural.
- Selecionar uma edificação residencial em alvenaria estrutural;
- Propor uma ampliação vertical;
- Realizar a análise estrutural comparativa entre a edificação original e a proposta nova;

## 2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

Neste capítulo, é apresentada uma revisão bibliográfica para dar embasamento teórico a este trabalho de conclusão de curso. Buscaram-se trabalhos acerca do estado da arte do sistema estrutural em alvenarias autoportantes. Alguns trabalhos versam sobre projeto e dimensionamento destas edificações, patologias inerentes a este sistema, estudo teórico da esbeltez, modificações na alvenaria estrutural, acidentes e suas principais causas e efeitos. Finaliza-se o capítulo ressaltando a importância da compatibilização entre projetos executivos complementares para mitigar as interferências em relação ao estrutural.

### 2.1 ACIDENTES EM EDIFICAÇÕES CONSTRUÍDAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Em sua pesquisa sobre alvenaria resistente na região metropolitana do Recife, Azevedo *et all* (2017) apresenta as peculiaridades que influenciaram no desabamento de edificações em alvenaria. Um exemplo de edificação com ruptura progressiva citado é o residencial Bosque das Madeiras ilustrado na figura 6, os autores acusam como principal causa uma abertura horizontal executada ao longo de toda extensão de uma parede estrutural para a instalação de eletrodutos.

**Figura 6** - Residencial Bosque das madeiras.



Fonte: Oliveira, (2017).

Na figura 7 está ilustrado o edifício Aquarela localizado em Olinda que com rupturas nas fundações, segundo Azevedo *et all* (2017) a causa foi a resistência insuficiente dos blocos



de fundação e a expansão por umidade em consequências de uma má análise para possíveis ampliações ou reformas do edifício.

**Figura 7 - Edifício Aquarela.**



Fonte: Oliveira, (2017).

Na figura 8 está ilustrado um acidente no Bloco B, do conjunto Enseada do Serrambi, localizada em Olinda. Segundo CODECIPE (2011), a principal causa foi a perda da rigidez estrutural das paredes devido a uma redução da resistência dos blocos, juntamente com problemas construtivos analisado nas fundações, e também uma expansão por umidade na qual colapsou a queda do conjunto.

**Figura 8 - Bloco B do conjunto enseada do Serrambi.**



Fonte: CODECIPE (2000).

## 2.2 PATOLOGIAS

As estruturas de alvenaria não estão livres de manifestações patológicas resultantes da degradação estrutural, seja por meio de um projeto de fundações ruim, fabricação de materiais,



falhas na execução e no próprio cálculo da alvenaria autoportante. Pode-se relacionar a patologia com a ampliação na alvenaria estrutural, pois as ampliações desajustadas e fora das regras do sistema construtivo podem gerar até mesmo rupturas nas estruturas em alvenaria. Segundo Sabbattini e Barros (2009), o aparecimento de problemas patológicos descrito por fissuras ou pelo desprendimento de revestimentos é fundamentado numa ocorrência de escolha de materiais de baixa qualidade ou frágeis.

Baseado nos estudos de Sidney *et all* (2016), uma maneira de minimizar as ocorrências de fissuras ou qualquer outra patologia na alvenaria estrutural, seria a aplicação dos revestimentos especiais após a parede ter sido submetida a níveis de carregamento. Como objetivo de sua pesquisa, foram testados corpos de provas juntamente com argamassa colante nos blocos, revestimento formado por materiais de boa qualidade e foi descartado a presença de fissuração e se concluiu que os problemas patológicos ocorrem para carregamentos muito próximos da ruptura.

Nos estudos de Francisco (2008), foram feitas análises em 8 empreendimentos habitacionais em Porto Alegre, onde procurou-se as patologias que são mais frequentes, e suas possíveis causas. Uma das falhas usualmente encontradas apontadas por Francisco (2008) é o descuido da argamassa, optando pela de baixa resistência, ou a utilização da proporção incorreta de materiais podem ocasionar as fissuras na parede, e muitas das vezes o armazenamento inadequado, como no chão, ou em caixas de madeira que é um equipamento permeável ocorrendo a perda de água, trazendo uma trabalhabilidade e resistência ruins, até mesmo na ligação de juntas entre blocos trazendo futuras fissurações em qualquer tipo de movimentação.

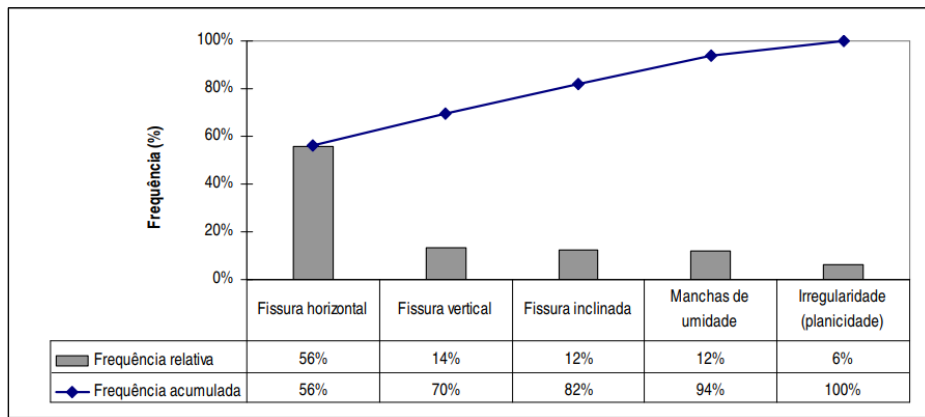
Basicamente, Francisco (2008) aponta que o graute tem a tarefa de envolver a armadura, para trabalhar em conjunto com a alvenaria, melhorando assim a resistência à compressão. Em sua pesquisa, foi notória que a ausência de pontos de graute, em pontos de graute mal preenchidos contendo vazios, situações em que o graute sem a armadura com o tamanho necessário, e ainda pontos de graute sem a armadura, ocasionou-se fissuras. Na pesquisa, não é considerada paredes com vergas, contravergas e cintas, somente onde há blocos com a argamassa utilizada no assentamento. Analisa-se que devido aos rasgos de forma inadequada, ocasiona o aparecimento de fissuras, devido a diminuição da capacidade de suporte da parede.

Dando procedência ainda com a pesquisa acerca dos blocos de concreto, foi analisado que o armazenamento inadequado, muitas vezes guardado deixando em contato direto com o chão, e também expostos diretamente ao sol sem nenhuma proteção, ocasionando uma má aderência com a argamassa no uso.

A baixa resistência dos blocos, por não especificar na hora da compra mesmo que no projeto estivesse a resistência necessária para o bloco, algumas vezes o fabricante erra as medidas do bloco, também influenciando, ou o bloco vem já com defeitos de fábrica.

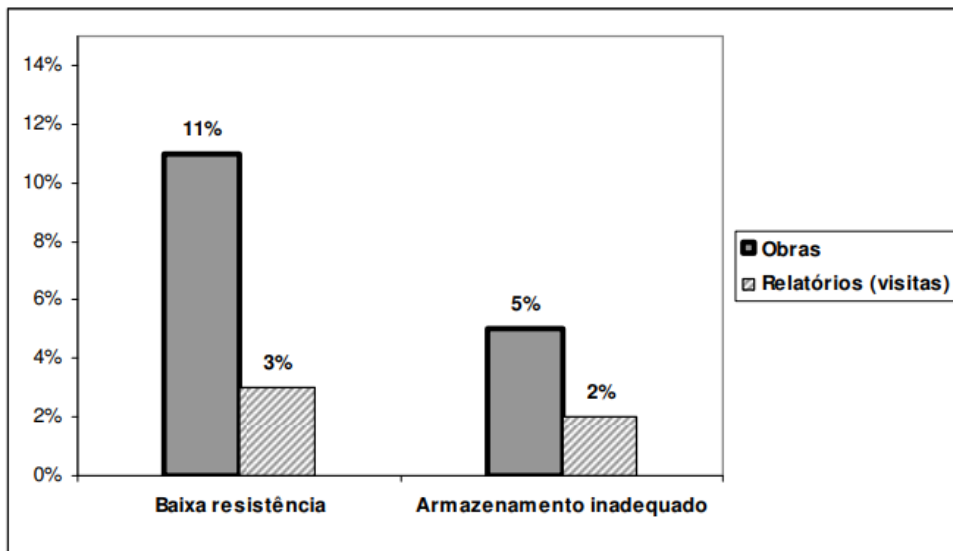
Conclui-se que a busca pela ampliação se faz necessário ter uma análise no setor patológico estrutural da edificação, pois com uma fissura no edifício ou residencial, se torna inacessível uma possível ampliação futura. Abaixo apresenta-se diversos gráficos nas figuras 9, 10, 11, 12 e 13, na qual podemos destacar as principais patologias encontradas nos 8 empreendimentos e apresentados texto acima.

**Figura 9-** Diagrama de pareto - classificando as frequências das patologias.



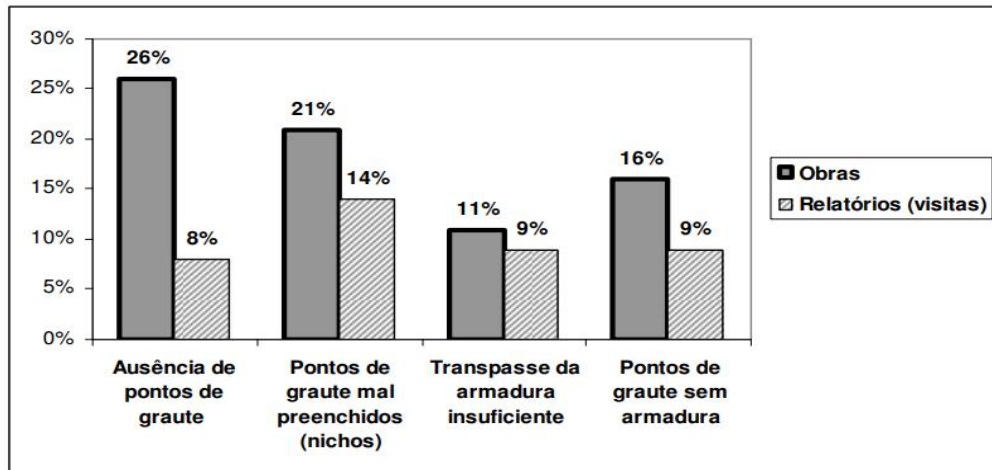
Fonte: Alexandre, (2008).

**Figura 10 -** Falhas relacionadas a argamassa.



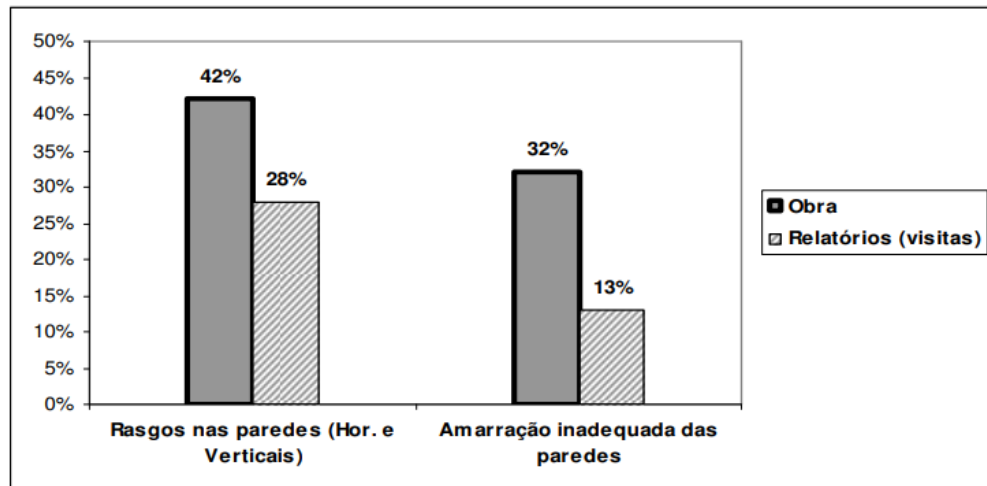
Fonte: Alexandre, (2008).

**Figura 11** - Falhas sobre os pontos de graute.



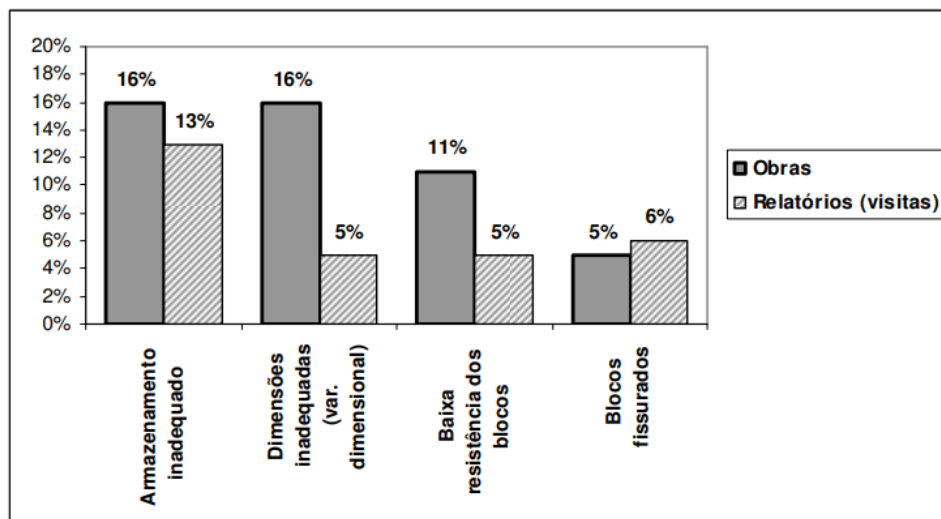
Fonte: Alexandre, (2008).

**Figura 12**- Falhas relacionadas ao rasgo na parede.



Fonte: Alexandre, (2008).

**Figura 13**- Falhas relacionadas aos blocos de concreto.



Fonte: Alexandre, (2008).

### 2.3 CAUSAS DA VARIABILIDADE DO TEMPO E EXECUÇÃO DE OBRA

Um assunto interessante encontrado na revisão bibliográfica baseia-se na pesquisa de Melo *et all* (2018) na qual é descrito que um dos grandes desafios de uma obra é conseguir gerenciar o tempo de execução com todas suas variabilidades, isto é, conseguir termina-la no tempo determinado por seu planejamento inicial. Um dos problemas gerenciais que ainda desafiam as principais construtoras é o cumprimento do cronograma pré-estabelecido.

As empresas não atrasam suas obras em busca de benefícios, e sim, por não conseguirem executar no tempo determinado. Foram feitas pesquisas e questionários com profissionais da área, com 8 grupos de tipos de variabilidades e 31 possíveis causas ilustrados na tabela 1. Na pesquisa, chegaram ao ranking sobre os principais motivos de atraso e, ainda na tabela 1, observa-se que em primeiro lugar a causa da variabilidade do tempo de execução de uma obra em alvenaria estrutural é o recebimento atrasado dos materiais.

**Tabela 1** - Principais causas de variabilidade do tempo e execução.

<b>Alvenaria Estrutural</b>	
<b>Ranking</b>	<b>Descrição</b>
1	Recebimento atrasado dos materiais
2	Socialização
3	Baixa motivação
4	Faltas
5	Conclusão dos trabalhos prévios
6	Impactos climáticos
7	Baixa qualidade do trabalho
8	Falta de habilidade da mão-de-obra

Fonte: Mendes (2018).

### 2.4 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL NO BLOCO

Para um projeto de edificação em alvenaria estrutural são imprescindível os conhecimentos a cerca dos blocos, desde sua dimensão, classe e qualidade. Atualmente no Brasil é trabalhado com três tipos de blocos que são de concreto, cerâmico e sílico calcário. É notório o problema de má qualidade dos blocos, resultando em um consumo mais alto de argamassa, quebra do bloco e patologias que são apresentadas após o término da obra, isso ocorre devido a alguns fabricantes ainda possuírem processos inadequados de fabricação, com

essas informações diminui drasticamente a busca por uma ampliação estrutural em qualquer empresa, pois o material prova ser de má qualidade trazendo sérios riscos a estrutura. Mota *et all* (2015), estima que a relação entre o número de acidentes e o número de edificações no Brasil, está em um limite não atingido pelo aceitável pois muitas vezes a própria resistência do bloco ou materiais primordiais para alvenaria não estão na melhor qualidade.

#### 2.4.1 Concreto

A ABNT (NBR 6136, 2014) classifica os blocos estruturais quanto a sua localização na obra, estabelece que a Classe A é constituída por blocos de uso geral para utilização em elementos de alvenaria acima ou abaixo do nível do solo, estabelece ainda a Classe B para blocos de uso geral com utilização em elementos de alvenaria acima do nível do solo, existem ainda os blocos de Classe C que não tem função estrutural, servindo apenas para compartimentar ambientes sem suporte de cargas adicionais além de seu próprio peso. O conhecimento destas classificações de blocos é importante na hora de efetuar a compra.

Sobre o desenvolvimento dos blocos de concreto para alvenaria estrutural, Mohamand *et all* (2015), no Brasil atualmente se produzem blocos com os atributos físicos e mecânicos designados pela ABNT (NBR 6136, 2014), em que os blocos devem apresentar aspectos homogêneos, sem qualquer sinal de defeitos que possam prejudicar sua função estrutural e mecânica no assentamento, sendo assim devem possuir as especificações estabelecidas no contrato com o cliente e fornecedor. A ampliação de qualquer edificação requer uma boa qualidade no material, como a busca principal desse tema é a ampliação estrutural, se faz indispensável um bloco de boa característica mecânica e de alta resistência e exatidão quanto ao seu dimensionamento, pequenos desvios de dimensões podem ser aceitos de acordo com a tabela 2, desde que esteja dentro dos limites estabelecidos pela ABNT (NBR 6136,2014). As dimensões dos blocos vazados de concreto necessitam ser conforme na tabela 2. Os Blocos de concreto mais usual no mercado são de 15cm x 30cm o de 15cm x 40cm representados na tabela 3.

**Tabela 2** - Tolerância máximas de Fabricação.

<b>Dimensão</b>	<b>Tolerância (mm)</b>
Largura (L)	± 2
Altura (H)	± 3
Comprimento (C)	± 3

Fonte: Adaptado da ABNT (NBR 6136,2014).

**Tabela 3 - Dimensões nominais.**

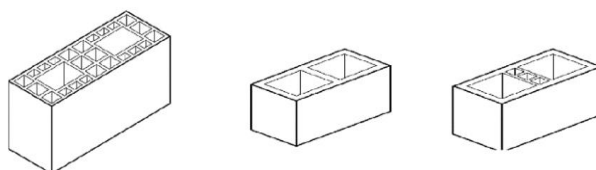
Família		20 x 40	15 x 40	15 x 30	12,5 x 40	12,5 x 25	12,5 x 37,5	10 x 40	10 x 30	7,5 x 40
Medida Nominal (mm)	Largura	190	140			115		90	65	
	Altura	190	190	190	190	190	190	190	190	190
	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290	390
	Meio	190	190	140	190	115	-	190	140	190
	2/3	-	-	-	-	-	240	-	190	-
	1/3	-	-	-	-	-	115	-	90	-
	Amarração "L"	-	340	-	-	-	-	-	-	-
	Amarração "T"	-	540	440	-	365	-	-	290	-
	Compensador A	90	90	-	90	-	-	90	-	90
	Compensador B	40	40	-	40	-	-	40	-	40
	Canaleta inteira	390	390	290	390	240	365	390	290	-
	Meia canaleta	190	190	140	190	115	-	190	140	-

Fonte: Adaptado da ABNT (NBR 6136, 2014).

### 2.4.2 Cerâmico

Segundo Rizzatti *et all* (2011) blocos cerâmicos, são partes da alvenaria estrutural, que possui furos perpendiculares a face, sendo ajustados com furo na vertical. A ABNT (NBR 15270-2, 2005) classifica-se os blocos cerâmicos em: a) bloco cerâmico estrutural com paredes consistente b) bloco cerâmico com paredes consiste internamente vazada e c) bloco cerâmico estrutural vazado. Ilustrado na figura 14.

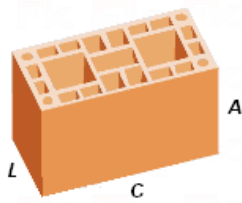
**Figura 14 - Classificação dos tipos de blocos cerâmicos.**



Fonte: definições da ABNT (NBR 15270-2, 2005).

Moramand (2015), destaca que a utilização dos blocos cerâmicos nas obras em alvenarias estruturais não armadas e armadas, começa a partir da década de 80, na qual os blocos tem furos na vertical, que proporcionou a passagem da instalação elétricas sem o rasgo. Um dos motivos de maiores aceitação dos blocos cerâmicos são o fato de corresponderem bem a variação térmica, trazendo benefícios com uma edificação mais confortável; Outro aspecto fundamental, sua matéria prima é argilosa, que gera uma mão de obra mais fácil e diminui a carga sobre a fundação; por último o transporte em consideração com os blocos de concreto, sendo mais fácil e leve. Em projetos de alvenaria estrutural, os blocos cerâmicos tem a função estrutural e também de vedação, a sua resistência média encontrada em edifícios de dez pavimentos gira em torno de 10 a 12MPa. De acordo com ABNT (NBR 15812-1, 2010), as resistências médias e tamanhos encontradas nos blocos cerâmicos, ilustrado figura 15.

**Figura 15** - Características dos blocos cerâmicos.



Largura	Altura	Comprimento	Peso	Peças por carga	Ocupação m <sup>2</sup>	Resistência
7	19	39	4,30	3.372	12,5	4.5/6.0 Mpa
9	19	29	3,60	4.000	16,5	4.5/6.0 Mpa
9	19	39	5,50	2.636	12,5	4.5/6.0 Mpa
11.5	19	29	4,00	3.500	16.5	4.5/6.0 Mpa
11.5	19	39	5,10	2.700	12.5	4.5/6.0 Mpa
14	19	29	4,80	3.000	16.5	4.5/6.0 Mpa
14	19	39	5,70	2.200	12.5	4.5/6.0 Mpa
19	19	29	5,80	2.200	16.5	4.5/6.0 Mpa
19	19	39	7,00	1.900	12.5	4.5/6.0 Mpa

Fonte: Definições da ABNT (NBR 15821-1, 2010).

### 2.4.3 Sílico calcário

Jantsch *et all* (2015), os blocos de sílico calcário são fabricados com cal e agregados finos. Uma da sua maior vantagem é recusar a utilização chapisco e emboço no revestimento, gerando uma maior economia de mão de obra. Os blocos de sílico-calcário são mais pesados que os blocos cerâmicos sendo não viáveis a edifícios com vários pavimentos.

Os blocos devem apresentar um aspecto homogêneo, compacto e em perfeito estado, livre de quaisquer imperfeições desde aresta malfeitas ou fissuras. A ABNT (NBR 14974, 2003) estabelece as dimensões e resistência apresentadas por esse bloco. Ilustrada tabela 4 e 5 abaixo.

**Tabela 4 - Resistencia a compressão.**

<b>Classe</b>	<b>Resistencia a compressão</b>
Classe A	4,5 MPa
Classe B	6,0 MPa
Classe C	7,5 MPa
Classe D	8,0 MPa
Classe E	10,0 MPa
Classe F	12,0 MPa
Classe G	15,0 MPa
Classe H	20,0 MPa
Classe I	25,0 MPa
Classe J	35,0 MPa

Fonte: Adaptado das definições da ABNT (NBR 14974, 2003).

**Tabela 5 – Dimensões.**

Fonte: Adaptado as definições da ABNT (NBR 14974, 2003).

<b>Tipo</b>	<b>Largura</b>	<b>Altura</b>	<b>Comprimento</b>
Furado, perfurado ou vazado	11,5	11,3	24
Furado, perfurado ou vazado	14	11,3	24
Furado, perfurado ou vazado	17,5	11,3	24

## 2.5 – TIPOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Existem três tipos de Alvenaria Estrutural: Alvenaria não armada, onde não se usa nenhum tipo de armadura, exceto cintas, vergas e contravergas para controle de fissuração, geralmente esse tipo de Alvenaria Estrutural são utilizadas em Edifícios de baixa ou média altura, em locais de baixa atividade sísmica como no Brasil. Alvenaria armada, usando barras de ferro embutidas na Alvenaria, permitindo um maior ganho de altura, é utilizado em regiões onde existem mais atividades sísmicas como EUA, Índia e Japão. Alvenaria protendida, utilizada mundialmente, é uma técnica desenvolvida recentemente, utilizando aço de alta resistência, roscadas, aplicando força de protensão com um macaco hidráulico ou aperto de porcas de ancoragem. (DRYSDALE, *et all.* 2012)



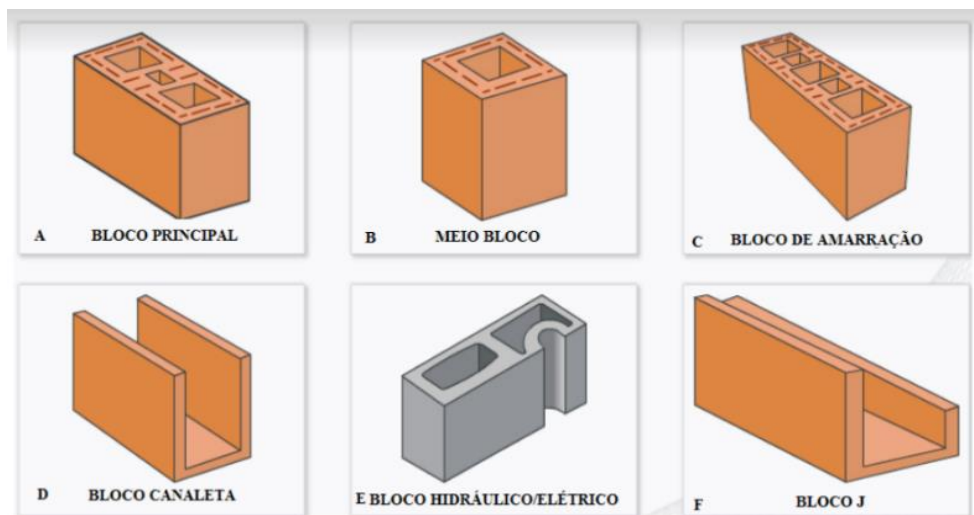
## 2.6 – COMPONENTES ESTRUTURAIS DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Para uma possível ampliação é necessário ter o conhecimento das componentes estruturais de uma edificação, Menezes (2018) cita que a alvenaria estrutural, é um modal de construção que vem cada vez mais ganhando espaço no Brasil, devido a sua redução no tempo de execução e custos.

Os principais componentes de uma estrutura em alvenaria estrutural armada são definidos por Ramalho e Correa (2003) como sendo os blocos, a argamassa, o graute, as armaduras construtivas e amarrações. Estes são elementos básicos para concretizar uma estrutura em alvenaria estrutural.

Os blocos de alvenaria estrutural maciços ou furos projetados, tem o objetivo de resistir as cargas externas e o próprio peso, conforme a necessidade, encontram-se diversos tipos e formatos de blocos para se ajustarem de acordo com a função especificada em projeto ilustrado na figura 16 abaixo. Um dos pontos positivos encontrados nos blocos de concreto é acomodação de tubulações que passam na vertical sem haver a necessidade do rasgo, na alvenaria evitando desperdícios e sujeiras na obra.

**Figura 16** - Tipos de blocos para alvenaria estrutural.



Fonte: Araujo, (2014).

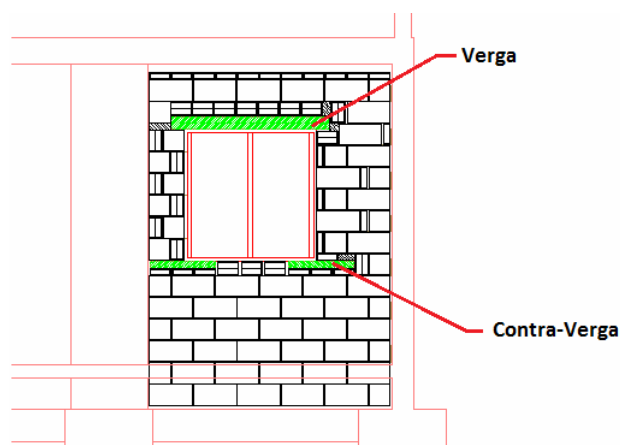
“A ABNT (NBR 6136,2014) trata que os blocos vazados de concreto simples venham possuir uma resistência à compressão característica dos blocos seja de no mínimo 4,5MPa em relação a sua área bruta. (ARAUJO, 2014). Estudos vêm sendo desenvolvidos no intuito de ampliar e reforçar a principal propriedade mecânica dos blocos que é ao esforço de compressão. Segundo Martins *et all.* (2016), é de extrema importância ressaltar, que argamassa é um material

primordial para alvenaria pois é um mecanismo que contribui diretamente na resistência da alvenaria pois efetua a interação entre os blocos e as juntas. De acordo com a ABNT (NBR 13279, 2005) o valor mínimo de resistência da argamassa é 1,5MPa. Conseqüentemente foi elaborado um modelo em Recife na qual reforça a argamassa adicionada com metacalium para atender as expectativas de combate a esbeltez, reforçar o esforço a compressão, ductilidade e durabilidade maior das paredes e facilita a ideia de possíveis reformas, pois gera assim uma maior resistência e maior segurança a construção.

De acordo com Martins e Roberto *et all* (2016), diversos ensaios com a presença da argamassa com adição do metacalium, atestou uma melhora significativa para diminuir ações de agentes destrutivos à estrutura. Um dos ensaios que apresentou 15% da adição pura de metacalium sobressaiu, pois apresentou assim uma maior resistência a compressão e módulo de elasticidade. Dando procedência com os componentes estruturais de uma alvenaria estrutural Parsekian *et all*. (2013) discorre sobre o graute, este tem a função de aumentar a resistência à compressão da parede, associar armaduras à alvenaria e preenche os espaços vazios dos blocos de difícil acesso para se fazer o seu adensamento.

Baseado nos estudos de Drysdale, *et all* (2012) as vergas e contravergas são estruturas nas quais irão gerar um desenvolvimento melhor na distribuição de cargas em torno da abertura de vãos como portas e janelas reduzindo o surgimento de trincas e fissuras ao longo da construção, o comprimento pré estabelecido deve ser no mínimo 20% maior em relação ao vão. Ilustrado na figura 17.

**Figura 17** - Exemplo de verga e contra-verga.



Fonte: AUTOCAD, 2019 .

Investigando-se os estudos de Mohamand *et all* (2015) percebe-se que a amarração como próprio nome sugere é promover a ligação entre as paredes de alvenaria, para que trabalhem em conjunto e deixem a estrutura mais rígida, menos deslocável e estável.

Em algumas construções planas utilizando a alvenaria estrutural é usual a utilização da cinta de amarração, esta cinta ilustrada na figura 18 é um reforço feito de tijolos canaletas dentro dos quais são posicionadas armaduras construtivas e preenchidos com concreto para aumentar a resistência mecânica da última fiada das paredes e da fiada de tijolos em contato com as lajes. (Arangocillo, 2014).

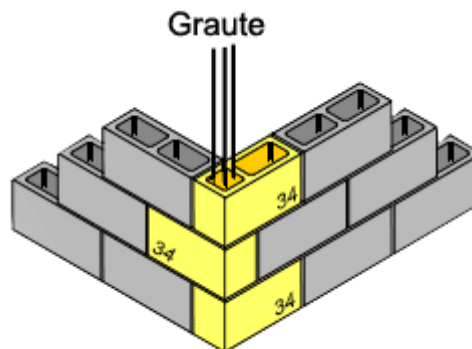
**Figura 18-** Cinta de amarração



Fonte: Arangocillo, (2014).

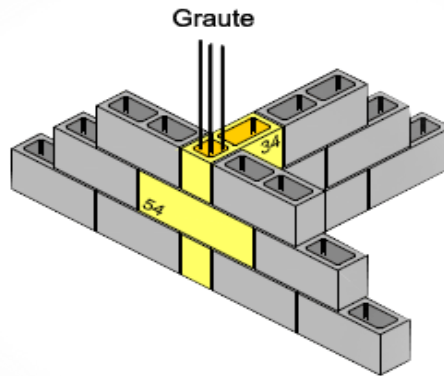
Apresentada por Mohamand *et all* (2015), na figura 19 é ilustrada a amarração em L, na qual foram utilizados blocos de família 14cm x 34cm, e utilizado blocos especiais em todas fiadas das extremidades.

**Figura 19 -** Amarração em L



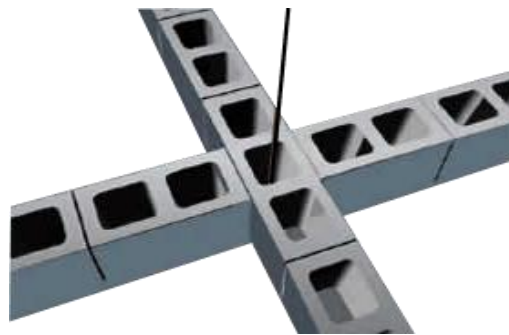
Fonte: Mohamand. 2015.

A figura 20 apresenta a amarração em T, na qual é utilizado blocos da família 14 cm x 34 cm nos encontros e 14cm x 54cm na fiada seguinte.

**Figura 20 - Amarração em T.**

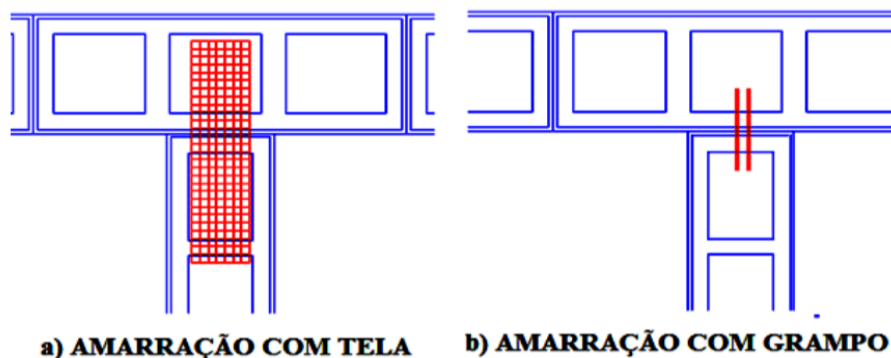
Fonte: Mohamand. 2015.

A Figura 21 apresenta a amarração em cruz, as paredes são cruzadas no encontro entre elas e são colocados os blocos de 14cm x 54cm.

**Figura 21 - Amarração em cruz.**

Fonte: Mohamand. 2015

A figura 22 representa uma amarração indireta, na qual é necessário a sobreposição dos blocos das paredes. Amarração é composta de grampos ou telas. Segundo Parsekian (2010), a amarração possui a desvantagem de não fazer a junção das paredes completamente, trazendo deficiências ao comportamento estrutural da construção, pois há perda da rigidez nos carregamentos laterais e também uma perda na distribuição das cargas verticais.

**Figura 22 -Amarrações indiretas.**

Fonte: AUTOCAD, 2019.

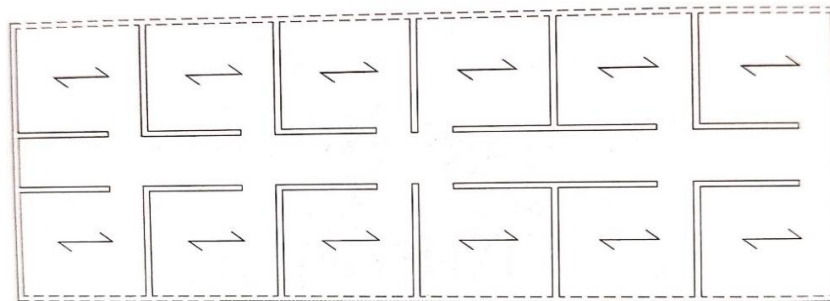
## 2.7 SISTEMA ESTRUTURAL DE PAREDES

A Definição do sistema estrutural de paredes são divididas em 3 subcategorias (Paredes transversais, paredes celulares e sistema complexo).

### 2.7.1 Paredes Transversais

Paredes transversais são aplicadas geralmente em locais com plantas retangulares e alongadas, edifícios como hotéis, hospitais, escolas entre outros, armam-se as lajes na direção transversal para se apoiarem nas paredes estruturais, e as paredes externas, colocadas na direção do maior comprimento, não são estruturais, possibilitando a colocação de caixilhos. Exemplo de paredes transversais abaixo na figura 23: (Silva, 1996).

**Figura 23** - Paredes transversais.

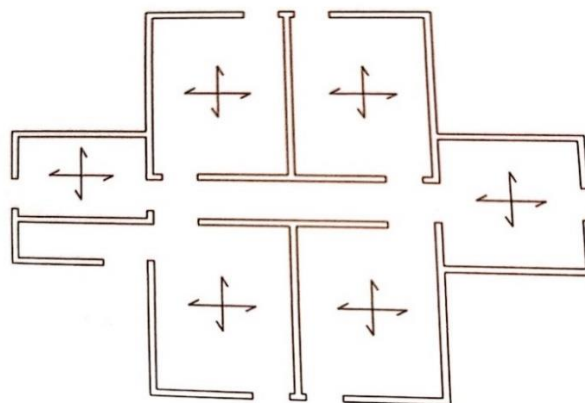


Fonte: Corrêa e Ramalho (2003).

### 2.7.2 Paredes Celulares

As paredes celulares são utilizadas geralmente em edifícios residenciais, onde todas as paredes são peças estruturais, assim, podendo armar as lajes em qualquer direção devido a mesma poder se apoiar em qualquer parede, é um satisfatório sistema a levar-se em consideração na maioria das vezes, devido sua boa rigidez. Exemplo de paredes celulares na figura 24. (Silva, 1996).

**Figura 24** - Paredes celulares.

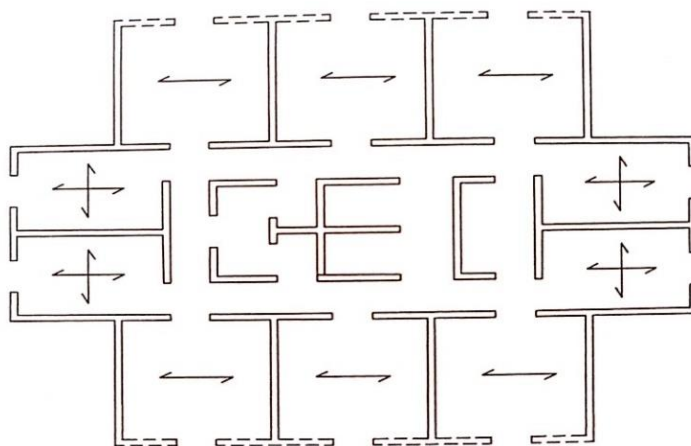


fonte: Corrêa e Ramalho (2003).

### 2.7.3 Sistema Complexo

O sistema complexo é formado pela junção dos dois sistemas anteriores citados, celulares e transversais. Utilizado geralmente quando se necessita de uma região interna com mais rigidez, colocando assim as paredes com funções estruturais. Exemplo de sistema complexo na figura 25 abaixo: (Silva, 1996).

**Figura 25** - Sistema complexo.



fonte: Corrêa e Ramalho (2003).

## 2.8 – TENSÕES ADMISSÍVEIS E ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

O antigo método das tensões admissíveis que era utilizado para o cálculo da resistência da alvenaria, utilizava os valores máximos para atuarem em toda a vida útil da estrutura, sendo então que os valores não ultrapassassem os valores correspondidos das tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais, utilizando como divisor um coeficiente de segurança interno  $\gamma_i$ , sendo assim então que o quociente da tensão de ruptura ou de escoamento do material utilizando o coeficiente de segurança interno é denominado tensão admissível. Este método tinha como objetivo assegurar que nas zonas críticas da peça não fossem ultrapassados pelas tensões máximas produzidas pelo carregamento. O método das tensões admissíveis adotou duas maneiras diferentes para introduzir a segurança. A primeira para princípios submetidos a esforços de desestabilização como de tração. A segunda para os princípios de flambagem que não há contenções laterais adequadas, utilizando o coeficiente de segurança externo. Concluindo-se então que os métodos das tensões admissíveis visa estabelecer a segurança das estruturas e nos projetos estruturais. (Ataíde, 2006).

A ABNT (NBR 6118, 2014), aponta que ELU (Estado Limite Último), é relacionado ao estado em que a estrutura pode atingir o colapso, determinando a paralisação do uso da mesma.

Neste caso, nota-se que é um elemento de suma importância na hora dos cálculos de dimensionamentos, que para verificações de segurança, costumam levar em conta as seguintes condições:

- ELU da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais ou tangenciais;
- ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de 2ª ordem;
- ELU provocado por solicitações dinâmicas;
- Outras situações de ELU, que possam levar a casos especiais.

## 2.9 – INTERAÇÃO DAS PAREDES

Segundo Neto (2005), em uma parede de alvenaria estrutural, quando se é colocado um carregamento localizado em apenas uma parte do comprimento da mesma, essa carga vai se espalhar pela altura da parede, em um ângulo de  $45^\circ$ , e se em paredes planas esse espalhamento ocorre, também deve ocorrer em cantos e bordas, isso não havendo juntas a prumo. Contudo, esse espalhamento de carga somente ocorrerá, se nesse local puderem desenvolver as juntas de interação, caso isso não ocorra por alguma razão, como se estiverem presentes as juntas a prumo, conseqüentemente não ocorrerá o espalhamento da carga, e não haverá uniformização das cargas atuantes nessa parede.

Uma outra situação a se analisar a ocorrência de forças de interação é nas aberturas das paredes, como em janelas e portas, onde ainda assim ficam com  $2/3$  e  $1/3$  de preenchimento da parede com material, onde ainda assim costuma ocorrer forças de interação, ocorrendo assim, a uniformização de cargas. Deve-se sempre antes de tudo, avaliar as interações entre as paredes, para depois fazer as distribuições de cargas.

## 2.10 - PROCEDIMENTOS DE DISTRIBUIÇÃO

No estudo para análise estrutural de um residencial em alvenaria estrutural, é apresentado abaixo as distribuições de cargas, as suas vantagens e desvantagens nas aplicações e uma breve análise dos mais usados.

O método de paredes isoladas como sendo simples e rápido, onde considera-se cada parede como elemento independente na estrutura, isto é, que não interaja com os outros elementos. Durante a ausência de uniformização das cargas, os blocos ficam com resistência

mais elevadas no cálculo. Porém, obviamente na questão econômica é um ponto desfavorável devido os blocos precisarem ser mais resistentes, logo, mais caros. Já em grupos isolados de paredes refere-se a um grupo de paredes que trabalham em conjunto, considerando o limite nas aberturas de portas e janelas. É considerado as cargas de cada grupo uniformizadas, ou seja, as forças de interação em canto e bordas são consideradas o suficiente para acontecer o espalhamento e uniformização. Em relações econômicas, supondo que façam uma escolha de forma correta dos grupos, é um método racional que tende a resultar em escolhas mais certas das resistências dos blocos. (Neto, 2005).

Além destes dois métodos, Neto (2005) apresenta ainda o grupo de paredes com interação, como sendo um método relativamente mais trabalhoso do que os anteriores citados, e basicamente, uma continuação do anterior. Sendo que a diferença é que somente considerava-se a interação em cantos e bordas e as forças de interação sobre aberturas.

Devido sua complexidade, é recomendável o uso de computadores para facilitar o projeto, e experiência do projetista. É bastante atrativo economicamente, visto que nos resultados das resistências dos blocos, costumam ser menores do que os outros vistos, logo, sairá mais barato. Sendo indispensável a pesquisa da destruição de forças em busca da ampliação da alvenaria estrutural.

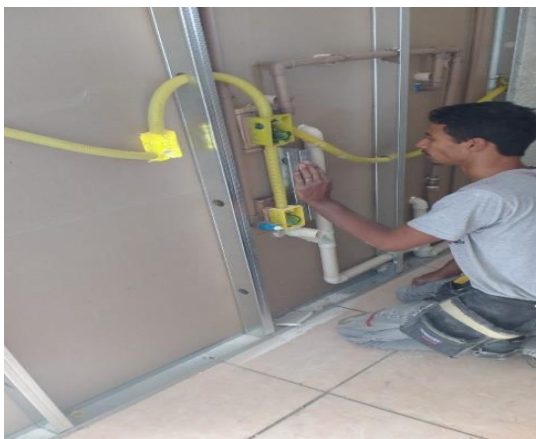
## 2.11 – MODIFICAÇÕES NA ALVENARIA ESTRUTURAL

Um dos maiores desconfortos gerados pelo tema alvenaria estrutural é quando se trata de modificações futuras na alvenaria estrutural, muitas vezes considerada como imutável caso não haja previsão para modificações no arranjo estrutural inicial. As paredes estruturais não podem ser removidas sem um escoramento e reforço estrutural bem planejados e de difícil execução, sendo assim este tema de ampliação abre portas para o desenvolvimento de possíveis alternativas para ampliação como exemplo a aplicação de paredes não estruturais no arranjo arquitetônico, o que possibilita a fácil retirada da mesma posteriormente. Já no quesito de ampliação no sentido vertical, aumentando um andar na edificação por exemplo, deve ser feita uma análise estrutural do edifício considerando a estrutura original e comparando-se à estrutura a ser ampliada. Uma das alternativas mais viáveis e mais consideradas atualmente na qual irá gerar efeito zero na parte estrutural de um edifício em alvenaria estrutural é a utilização de paredes com Drywall ou gesso acartonado, processo que ainda não é comumente utilizado no país. É um método que ainda vem engatinhando de forma lenta, apenas algumas grandes construtoras que estão começando a adotar, que são quem geralmente gostam mais de ainda de priorizar rapidez de execução.



As boas vantagens, são a rapidez de execução que é cerca de um quinto da alvenaria convencional, onde normalmente instalam-se esqueletos metálicos com seus perfis na horizontal e vertical, preenche com materiais de isolamento acústica e coloca-se as placas de gesso, é possível dividir um cômodo em 2 dias bem trabalhados, enquanto na alvenaria poderia levar uma semana. Ilustrada figura 26 abaixo.

**Figura 26** - Instalação de uma parede com Drywall.



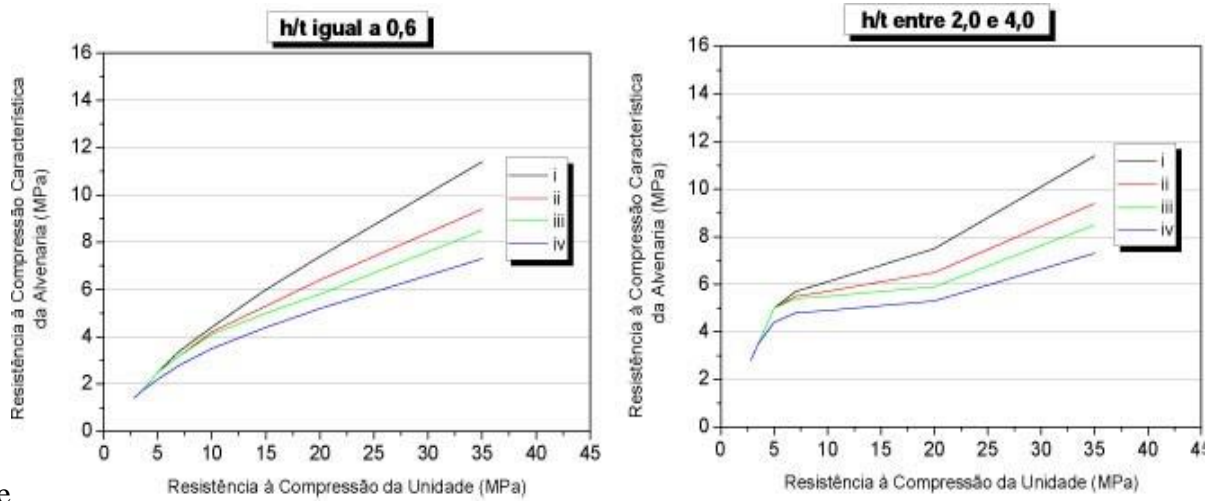
Fonte: Arquivo pessoal. (2019)

## 2.12 – INFLUÊNCIAS NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Há diversos fatores que podem se destacar na ampliação da alvenaria estrutural, voltado de uma forma financeira ou aproveitamento maior do terreno, mas existem todo o cuidado para este tipo de processo, pois exige uma maior resistência a compressão e diversos outros fatores, baseado nas pesquisas de Rizzatti *et all* (2011), abordando os principais fatores que atuam na resistência a compressão da alvenaria estrutural. De primeiro argumento apresentado podemos citar a resistência do bloco, onde que a resistência da alvenaria se fortalece contra compressão devido uma melhor qualidade e resistência dos blocos. Apesar disso o aumento de resistência das construções em alvenarias não é proporcional ao aumento da resistência dos blocos. Como uma fonte dessa pesquisa, a norma britânica BS-5628-1 estabelece em uma figura 27 abaixo as curvas de crescimento da resistência da parede com a resistência dos blocos, conforme cada traço.

Dada procedência Rizzatti *et all* (2011), destaca que a presença dos furos em termos de quantidade, forma e posição ocasionam a redução potencial resistente. Na pesquisa mostra-se a influência da geometria dos blocos e o tipo de assentamento da argamassa, figura 28 representadas.

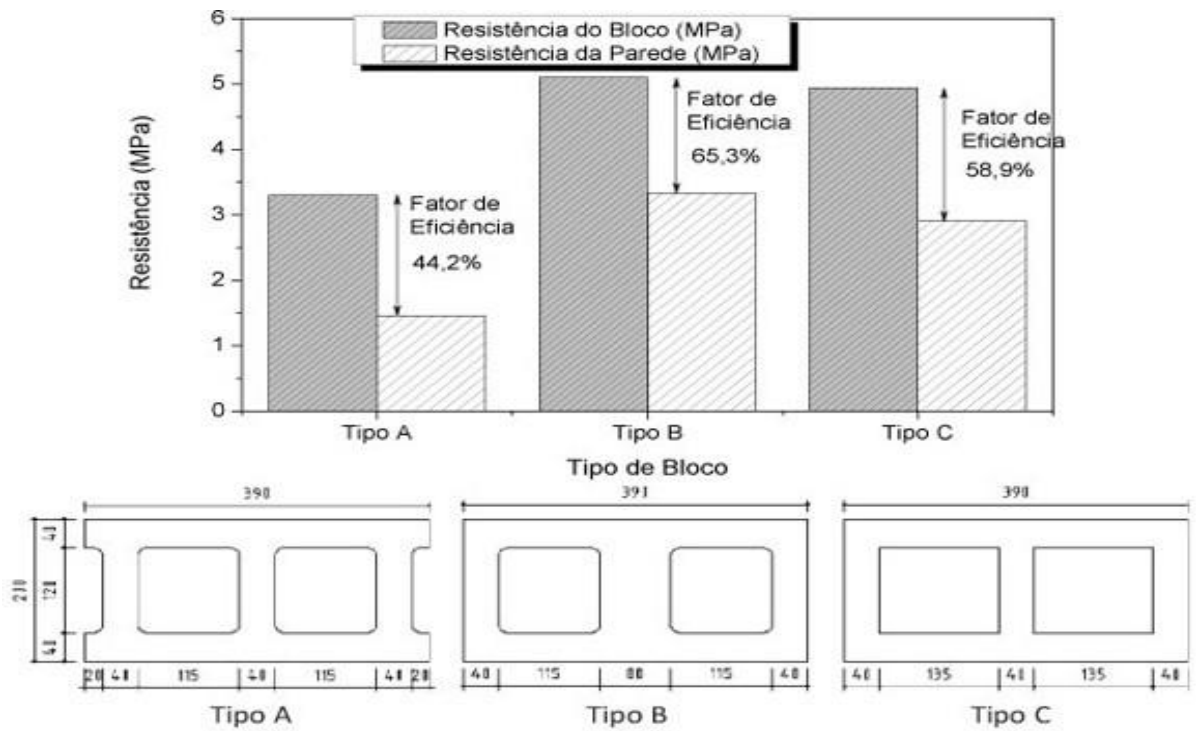
**Figura 27** - Curva de crescimento da resistência em relação com a resistência dos blocos.



ee

Fonte: Rizzatti (2011).

**Figura 28** - Tipos de blocos estudados com as dimensões mm



Fonte: Rizzatti (2011).

Os blocos do tipo A foram assentados com argamassa apenas nas faces e os demais tiveram argamassas nas faces e septos. Concluindo-se o resultado da pesquisa os pesquisadores propõem que sejam escolhidos blocos, da qual septo central seja igual ao dobro da lateral juntamente com a espessura da junta, buscando o alinhamento dos furos tornando a construção mais resistente. O Bloco B apresentou-se melhor desempenho à compressão.

Mohamand *et all* (2015), os mecanismos de ruptura da alvenaria estão interligados a junta de argamassa. O avanço dos blocos ao combate a resistência a compressão requer juntamente um aumento da resistência das juntas (argamassa), entretanto é um aumento menos significativo, mas com uma boa influência e relevância. Ao se utilizar uma argamassa mais rígidas, ocasiona em uma ruptura excessivamente frágil e não resistira a eventuais movimentos das estruturas sob cargas em serviço.

### 2.13 – INDICE DE ESBELTEZ

De acordo com a pesquisa de Aris *et all* (2016) o índice de esbeltez, é a razão entre a altura efetiva da parede e do seu raio de giração, é o fator importante para indicar a flambagem no elemento estrutural. A propriedade determinante para se utilizar paredes como elemento da estrutura, é a sua resistência à compressão. Paredes com índice de esbeltez pequenos (robusta) a sua flambagem não é relevante, porém em questão de paredes, mas esbeltas a resistência começa a se prejudicar. O índice de esbeltez é dado pela razão entre a altura efetiva e espessura efetiva, no Brasil de acordo a NBR 15961-1 (2011) é limitada em 24 para alvenarias não armadas e 30 para alvenarias armadas. A altura efetiva deve ser considerada igual a altura da parede se houver travamento que restrinja os deslocamentos horizontais das suas extremidades ou ser considerada o dobro da altura se tiver uma extremidade livre e outra com travamento que restrinja conjuntamente o deslocamento horizontal e a rotação. A espessura efetiva da parede sem enrijece dores será dada pela largura da parede sem revestimentos. Como conclusão da pesquisa dos autores paredes muito esbeltas devem ser armadas, havendo grandes instabilidades e baixíssima carga de rupturas. O desempenho de uma parede em alvenaria estrutural é abalado diretamente pela à altura do seu pé direito uma vez que o índice de esbeltez depende da altura da peça. Em relação a ampliação, as novas paredes terão que obedecer a esse índice, no entanto não influencia nas já construídas, a não ser que altere as condições de contorno delas, pois o comprimento de flambagem é dependente das condições de contorno.

### 2.14 - COMPATIBILIZAÇÃO ENTRE PROJETOS COMPLEMENTARES:

É notório que a engenharia, busque formas de analisar as necessidades do cliente ou usuário e projetar para melhor atende-las. De fato, é importante tentar prever ao máximo problemas que poderão ocorrer na obra, antes de sua execução, e uma dessas formas é o estudo da compatibilidade de projetos, onde se analisa todos os projetos (arquitetônico, estrutural, hidráulico, elétrico entre outros), para que não tenha interferências.

É basicamente colocar todos os projetos os projetos sobrepostos um ao outro, que sejam feitos com memoriais de cálculo e descritivos de forma coerente e consistente, para que passem de forma harmoniosa na hora da construção. Essa prática pode ser adotada tanto em pequenas e principalmente em grandes obras.

#### **2.14.1 Projeto elétrico**

O posicionamento dos eletrodutos ou mangueiras para a instalação elétrica ocorre juntamente com o levantar das paredes. Os cortes necessários à passagem dos dutos devem ser de acordo com especificado no projeto, para um melhor desempenho no sistema e maior facilidade na passagem dos fios. De acordo com a com norma ABNT (NBR 15821-1, 2010) que cortes com mais de 60cms em paredes de alvenaria estrutural devem ser levados em considerações nos cálculos estruturais. Sendo necessário a presença do engenheiro estrutural para conhecer os locais onde devem passar as caixas de interruptores e tomadas, levando em consideração que o embutimento das tubulações nas paredes somente ser efetuado na vertical.

A Distribuição das tubulações com um diâmetro maior se utiliza o shafts para evitar um maior rasgo na alvenaria estrutural caso venha ser necessário. A instalação das caixas e quadros de distribuição são efetuadas antes ou durante o assentamento dos blocos, a onde que são cortado uma área para a instalação. As dimensões das caixas e interruptores e tomadas devem atender a modulação e estar explicito de acordo com o projeto para evitar a quebras ou rasgos que venham comprometer a função estrutural. (Araújo, 2014).

#### **2.14.2 Projeto hidro sanitário**

Nas edificações em alvenaria estrutural as encanações tem um cuidado redobrado, pois a remoção ou execução de rasgos horizontais para o embutimento dos dutos compromete toda a segurança da edificação. Normas Brasileiras proibem o posicionamento de dutos hidráulicos que precisam de manutenção nas paredes estruturais. As alternativas mais viáveis para diminuir qualquer tipo de menor movimentação ou abalamento é a utilização de shafts. Várias opções podem ser tomadas para a passagem de tubulações Sánchez (2013) recomenda a utilização de paredes hidráulicas nas quais tem somente a função hidráulica não sendo considerado a parte estrutural. Utilizar tubulações aparentes que comprometem um pouco a estéticas, mas existindo diversas alternativas para ocultação das tubulações. Blocos especiais tipos canaletas para a passagem das tubulações. Tubulações embutidas no piso. (Araújo, 2014).

### 3 METODOLOGIA

A metodologia apresentada neste trabalho, consiste em abordar fundamentações teóricas, práticas de dimensionamentos de uma estrutura e suas ampliações em alvenaria estrutural. A revisão bibliográfica se baseou em diversos estudos de artigos científicos em fontes de grande confiabilidade, com autores renomados, análises de monografias e estudos em revistas. As normas técnicas ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), fundamentalmente consultadas e empregadas com o intuito de orientar na utilização e execução em alvenaria estrutural.

Para os cálculos dos elementos estruturais, serão utilizados recursos computacionais como o AutoCAD® para desenhos, Microsoft Excel® para auxílio em cálculos, e CYPECAD®, para o projeto estrutural. No final será realizado um comparativo entre o projeto estrutural originalmente analisada e o resultado obtido no CYPECAD®, com análise via estados limites últimos.

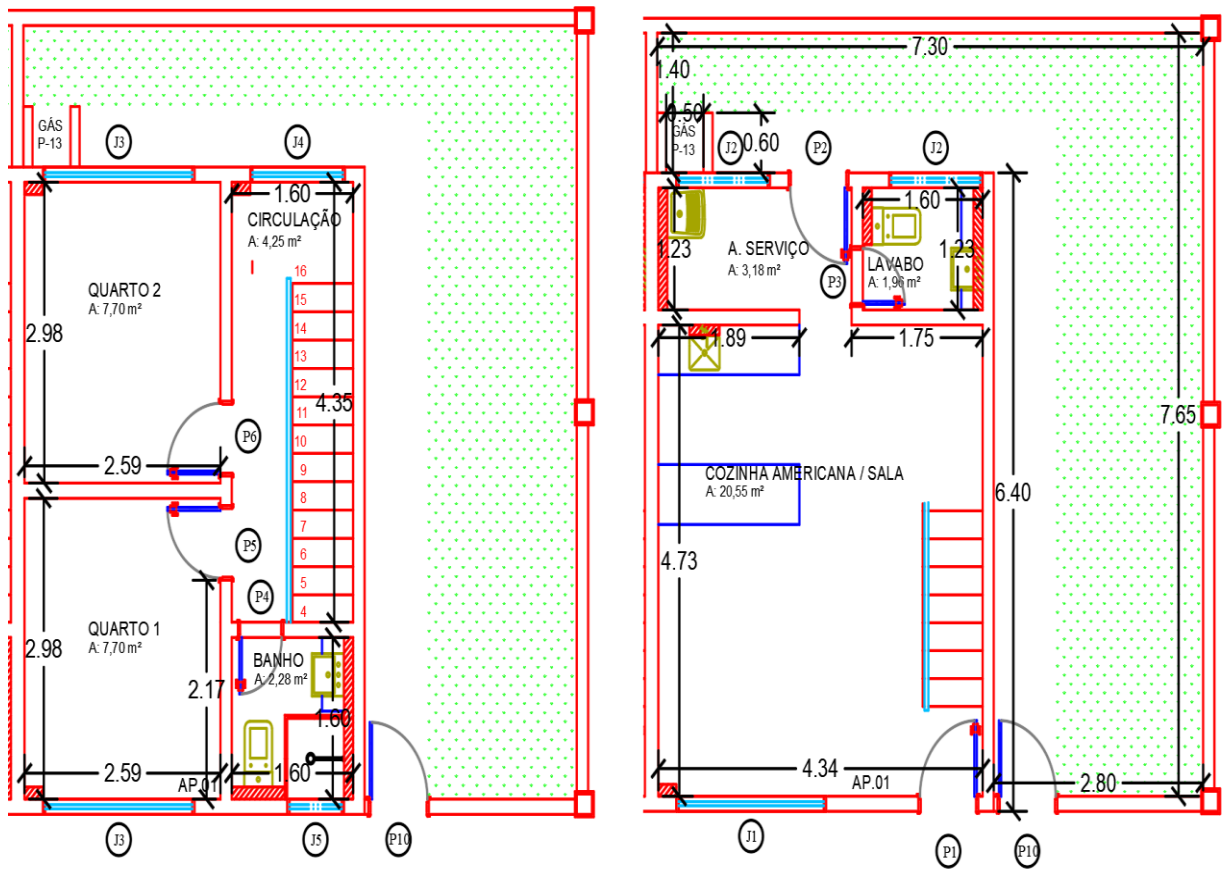
#### 3.1 PLANEJAMENTO DE PESQUISA

A pesquisa aborda inicialmente uma etapa de análise de características estruturais e arquitetônicas de uma edificação de apartamentos residencial multifamiliar já construída em alvenaria estrutural na cidade de Goianésia. O residencial possui 4 blocos iguais com dois pavimentos e cinco apartamentos cuja área total construída é de 1.500m<sup>2</sup>. Pretende-se avaliar se a estrutura da edificação pré-existente tem resistência mecânica suficiente para suportar um terceiro pavimento sem submeter-se a um colapso estrutural e para tanto, o utiliza-se o programa CYPECAD® para auxílio das verificações.

O CYPECAD®, apresenta os dados detalhados dos elementos estruturais, na qual são inseridos dados pesquisados em normas e retirados também do projeto estrutural, afim de verificar e encontrar algum erro de dimensionamento.

Na figura nº 29, é ilustrada a planta arquitetônica dos apartamentos de 58,56 m<sup>2</sup>/apartamento contendo sala, cozinha, lavabo, banheiro, área de serviço, 02 quartos sendo 01 suíte e garagem, acima do segundo pavimento ainda conta com uma área de cobertura em que são instaladas as caixas d'água dos apartamentos.

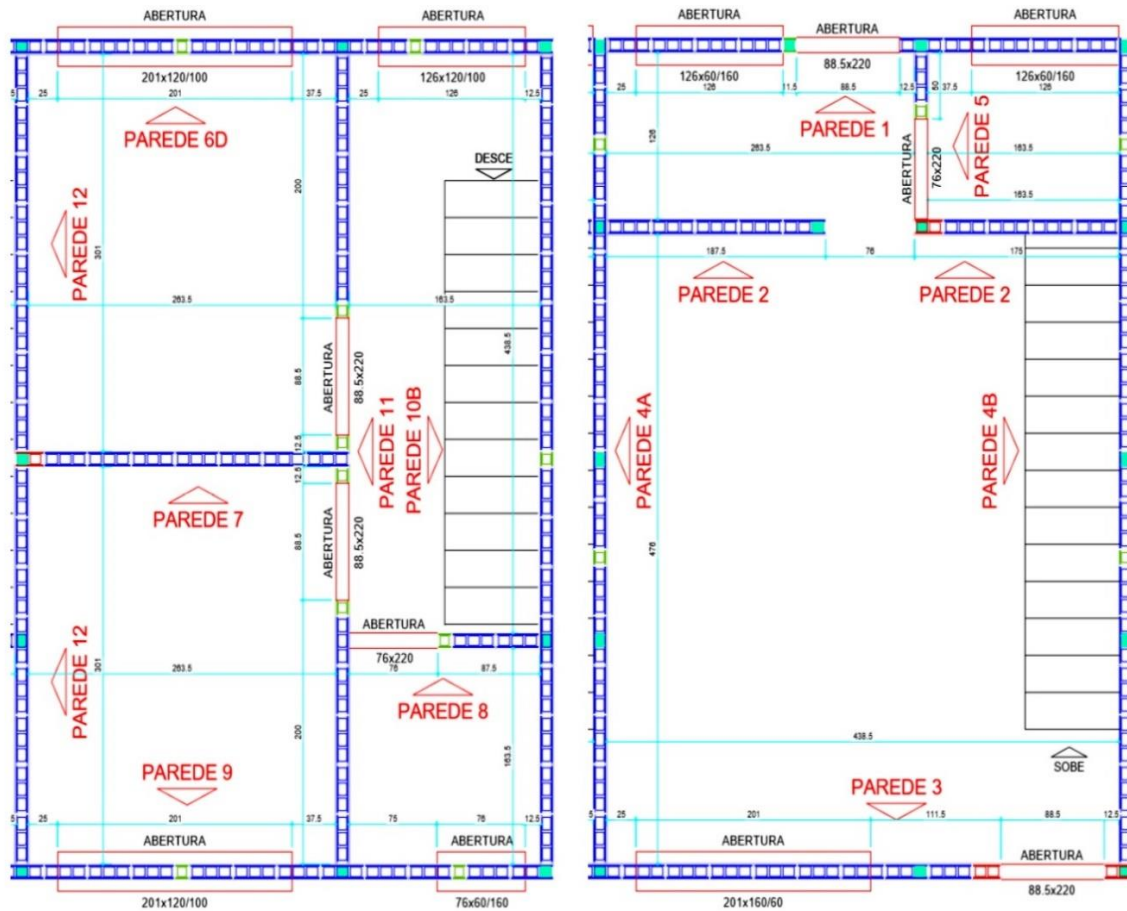
Figura 29- Planta arquitetônica.



Fonte: AUTOCAD®, 2019.

Na figura nº 30, observa-se que na planta estrutural, apresenta os atributos de resistência característica à compressão do bloco de (fbk) 4MPa; Argamassa com uma resistência média à compressão de 2,4MPa a 2,8MPa; Resistência do prisma 3,2MPa; resistência característica à compressão do concreto (fgk)  $\geq 15MPa$ , juntamente com um trespasse de agulha de 40cm, os blocos são subdivididos em dimensões de 11,5x19x36x5; 11,5x19x24; 11,5x19x11,5; Canaletas de 11,5x19x36,5; 11,5x19x24; 11,5x19x11,5. A resistência das vigas e pilares do residencial escolhido possui uma resistência característica à compressão do concreto (fgk)  $\geq 2MPa$ . A canaletas posicionadas a 14° fiada concretada e armadas com 2 ferros com  $\varnothing 8.0mm$ . Nos pontos de grauteamento a resistência à compressão do concreto foi  $2xFbk \geq 15MPa$  juntamente com os ferros de  $\varnothing 8.0mm$  e um trespasse de 40cm, assentou-se 5 fiadas e foi trespasado um novo ferro acima. Nas estacas de fundação o concreto possui um  $Fck = 20MPa$ . Na laje a classe de agressividade foi nível II – Moderada, sendo então as lajes superior e de cobertura com uma resistência de  $Fck = 25MPa$  e possuindo um Módulo de deformação (Eci)  $> 23Gpa$ . Os aços utilizados foram CA50 e CA60.

**Figura 30-** Projeto alvenaria Estrutural – Pavimento térreo



Fonte: AUTOCAD®, 2019.

### 3.2 METODOLOGIA DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO UTILIZANDO O CYPECAD®

A metodologia de verificação de uma estrutura em alvenaria é fragmentada em duas partes diferentes. Na primeira calcula-se todos os esforços solicitantes levando em consideração suas características geométricas, mecânicas e as ações solicitantes. Na segunda etapa verificam-se as particularidades do sistema construtivo em alvenaria estrutural para que a estrutura resista aos esforços impostos. O cálculo estrutural atenderá as principais prescrições da ABNT (NBR 6118, 2014) – Projeto de estrutura em concreto, ABNT (NBR 8800, 2008) – Projeto de estruturas e concreto de edifícios, ABNT (NBR 15961-2, 2011) – Alvenaria estrutural “bloco de concreto”. (MULTIPLUS, 2014).

### 3.3 – ANÁLISE ESTRUTURAL DAS CARGAS

Para o processo da busca de uma ampliação estrutural no residencial escolhido de projeto, é necessário como primeiro fator ser feito a análise completa estrutural de cargas

verticais, horizontais, afim de descobrir que venha ser viável uma ampliação de mais um pavimento a edificação escolhida.

### 3.3.1 Cargas Verticais

Ao ponto de vista de Corrêa (2003), a análise estrutural para as cargas verticais se consiste em designar, a partir de uma planta básica, sobre quais as paredes serão consideradas estruturais ou não. Diversos fatores podem interferir nesta escolha como a utilização da edificação, simetria da estrutura e etc. Hendry (1981) criou uma classificação dos sistemas estruturais de acordo com a disposição das paredes estruturais como paredes transversais, paredes celulares e sistema complexo. Quanto maior a igualdade das cargas verticais ao longo do seu comprimento da edificação, maiores serão os benefícios encontrados para economia e segurança da edificação.

### 3.3.2 Carregamento Vertical

As cargas de uma construção dependem do tipo e aproveitamento do edifício, as cargas principais são as ações permanentes de peso próprio das lajes e das paredes. Os valores de referências a serem adotados para o carregamento são obtidos consultando a ABNT (NBR 6120, 2017) que dispõe sobre cargas para o cálculo de estrutura de edificações. (Ramalho *et all*, 2003).

#### 3.3.2.1 Cargas Provenientes das Lajes

As cargas operantes nas lajes de edifícios e residenciais são divididos em duas associações: a) Cargas permanentes b) Cargas variáveis.

- a) Cargas permanentes = compostas pelo próprio peso da estrutura, peso de todos elementos construtivos fixos e instalações permanentes ABNT (NBR 6120, 2019).
- b) Cargas variáveis = compostas pelo vento e pela sobrecarga de utilização. Vale ressaltar que para os edifícios residenciais variam em torno de 1,5 a 2,0 kN/m<sup>2</sup> conforme especificações da ABNT (NBR 6120, 2019).

#### 3.3.2.2 Peso próprio das paredes

Considera-se o peso próprio da parede utilizando a equação de nº1:

$$p = \gamma . e . h \quad (\text{Eq. 1})$$



$P$  = Peso da alvenaria

$\gamma$  = Peso específico da alvenaria

$e$  = Espessura da parede (Bloco + Revestimento)

$h$  = Altura da parede

Dando continuidade com o assunto das cargas provenientes das lajes, segue abaixo a tabela 6 sobre os pesos específicos dos blocos.

**Tabela 6** - Principais pesos específicos para alvenaria.

<b>Tipos de Alvenaria</b>	<b>Peso específico kN/m<sup>3</sup></b>
Blocos vazados de concreto	14
Blocos vazados de concretos preenchidos com graute	24
Blocos cerâmicos	12

Fonte: Adaptado NBR 6120 (2019)

### 3.3.3– Importância da uniformização das cargas

CORRÊA (2003), Em uma edificação, as cargas atuantes nas paredes, podem ser totalmente diferentes umas das outras, principalmente se a parede for externa, considerando que a interna recebe maior solicitação. Porém, não é viável que se adote uma resistência diferente para cada pavimento, devido uma parede que necessitasse de ser construída com um bloco mais resistente, fosse construída com um menos resistente, e da mesma forma o contrário. A ampliação do residencial se tornaria complexa como uma variação dos valores de cargas, assim sendo necessário a busca por uma melhor uniformização das cargas

Entretanto, adota-se a resistência da parede que estiver sendo mais sobrecarregada de esforços. Quanto maior a uniformização das resistências das paredes ao decorrer da estrutura da edificação, melhor para a segurança da obra, porém, deve ocorrer tanto no projeto como na prática, preservando assim, a segurança do edifício.

### 3.3.4 Influência do processo construtivo

A influência do processo construtivo, ou seja, a execução da obra, é de extrema importância se tratando de cargas verticais (CORRÊA, 2003). Algumas das coisas que mais influenciam para a interação de forças elevadas, uniformização de cargas, se tratando de cantos e bordas são:

Amarração as paredes em cantos e bordas sem juntas a prumo;

- a) Amarração as paredes em cantos e bordas sem juntas a prumo;

- b) Existência de cintas sob a laje do pavimento e à meia altura;
- c) Pavimento em laje maciça.

Em relação as aberturas nas paredes, as situações que mais influenciam são:

- a) Existência de vergas
- b) Existência de contra-vergas

### 3.3.5 Cargas Horizontais

No Brasil, as principais ações horizontais que são consideradas é a ação do vento e o desaprumo, por não existirem tantos desastres naturais, como abalos sísmicos e furacões.

#### 3.3.5.1 Vento

Dentro das ações horizontais atuantes na estrutura pode se destacar o vento, a força do vento provocará a flexão e torção caso a estrutura da edificação não seja simétrica em relação à direção do vento. A equação nº é utilizada para o cálculo da força do vento e também pode ser encontrada no item 4.2.3 da ABNT (NBR 6123, 1988).

$$F_a = C_a q A_e \quad (\text{Eq.2})$$

$F_a$  = Força do arrasto do vento

$C_a$  = Coeficiente de arrasto

$q$  = Pressão dinâmica do vento

$A_e$  = Área efetiva referente a projeção da fachada da edificação.

#### 3.3.5.2 – Desaprumo

O desaprumo é uma ação horizontal decorrente da execução da estrutura citada pela ABNT (NBR 15812-1, 2010). Em estruturas que possuem dois ou mais pavimentos deve ser considerada nas ações verticais. São calculadas a partir da equação nº 3.

$$F_d = \Delta p \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (\text{Eq.3})$$

$F_d$  = Força horizontal equivalente ao desaprumo

$\Delta p$  = Peso estimado da edificação até o pavimento considerado

$H$  = altura até o pavimento considerado

$1/(100\sqrt{H})$  = O fator é correspondente ao ângulo de desaprumo encontrado no tópico 8.3.2.2 da ABNT (NBR 15812-1, 2010).

### 3.3.5.3 – Consideração de abas ou flanges em painéis de contraventamento

As considerações da rigidez dos painéis de contraventamento, é aconselhável que se considere a contribuição das abas ou flanges, considerados como partes de paredes transversais. Essas partes podem se alterar de forma significativa a rigidez e o momento de inércia relativa à flexão em relação aos painéis. Com a ausência das abas pode prejudicar a distribuições das ações, fazendo que painéis venham ter sua rigidez subestimada ou superestimada, causando uma distribuição não uniforme dessas ações. As abas em geral têm a função de dobrar as inerciais dos painéis, dessa forma evita que ocorra o aparecimento de tensões elevadas e inclusive trações. (Ramalho, 2003).

Segundo a ABNT (NBR 15961-1, 2011), as abas precisam ser utilizadas para a determinação da rigidez de cada painel de contraventamento. O comprimento dos flanges nos painéis de contraventamento deve ser designado o limite estipulado pela equação nº na qual  $t$  é a espessura da parede e  $bf$  é o comprimento efetivo dos flanges.

$$bf \leq 6 * t \quad (\text{Eq.4})$$

### 3.3.5.4 – Paredes Isoladas

No sistema estrutural com paredes isoladas acreditam-se as paredes sejam separadas por cada abertura existente na mesma, como por exemplo portas ou janela. Dessa forma, as paredes se transformam em elementos isolados, comportando-se como verdadeiras vigas engastadas na base e livres nas outras. Nesta situação, supõe que os deslocamentos horizontais venham ser ao mesmo nível das lajes em cada pavimento, devido o fator de existirem lajes de concreto consideradas como diafragmas rígidos. (Verissimo *et all*, 2014)

Quando as ações aplicadas em cada paredes são correspondentes à sua rigidez. A força aplicada no pavimento  $j$  da parede  $i$  é baseada na equação nº 5 em que  $F_j$  é a força total no pavimento  $j$ , na equação nº 6  $R_i$  é a rigidez relativa da parede  $i$  e  $I_i$  é a inércia da parede  $i$ .

$$F_{ij} = F_j . R_i \quad (\text{Eq.5})$$

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I} \quad (\text{Eq.6})$$

$F_j$  é a força total no pavimento  $j$ .

$R_i$  é a rigidez relativa da parede  $i$

$I_i$  é a inércia da parede  $i$ .

Após encontrado as ações de nível correspondente a cada pavimento, resta designar os diagramas de esforços solicitantes e momento fletor encontrados na equação 7 abaixo:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (\text{Eq.7})$$

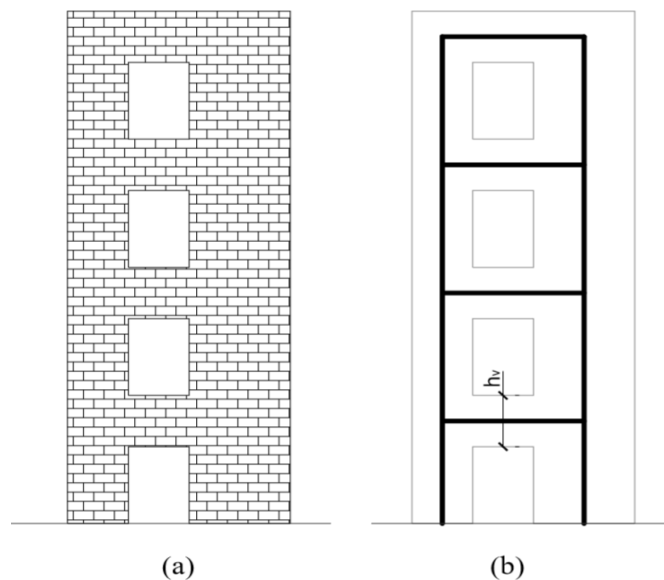
$M$  = Momento fletor atuante na parede

$W$  = Módulo de resistência à flexão ( $W= I / Y_{\max}$ )

### 3.3.3.5 – Paredes com abertura

Considera que as alvenarias com abertura nas paredes são como pórticos, as paredes como pilares, as vigas com trecho entre aberturas. Representação na figura 31. Os painéis de forma semelhante como descrito para as paredes isoladas também são designados para absorver esforços e proporcionar sua rigidez. (Verissimo *et all*, 2014)

**Figura 31-** Método de Associação Plana de Painéis: (a) parede de alvenaria com aberturas; (b) representação da parede como pórtico.



Fonte: Vieira, 2014.

De acordo com Corrêa (2003), estes procedimentos necessitam da utilização de recursos computacionais mesmo que a estrutura de contraventamento seja simétrica.

A seção transversal das cargas verticais do pórtico é ocupada da extremidade da parede à extremidade da abertura, tendo em vista que as abas, e com espessura igual à largura dos blocos. Este procedimento produz resultados de tensões menores que as paredes isoladas.

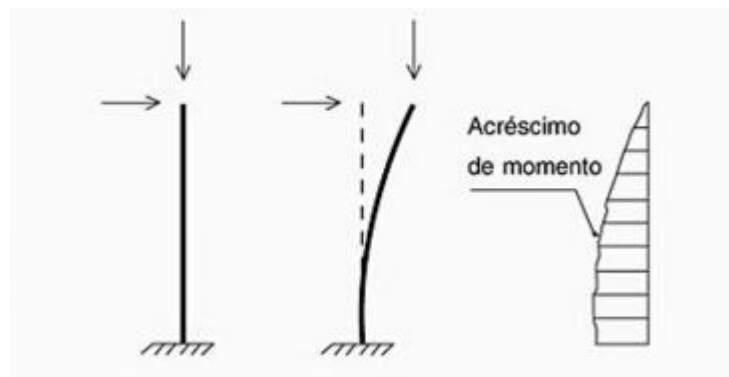
Todavia, deve-se tomar os devidos cuidados para que todos os esforços da análise sejam

corretamente considerados. Sendo de grande importância fazer a verificação da flexão e cisalhamento dos lintéis garantindo o funcionamento da estrutura. As paredes com aberturas denominamos de pilares estão submetidos a flexão composta com força normal.

### 3.3.6 – Estabilidade Global da estrutura de contraventamento

Considerando-se um edifício, que está recebendo um esforço na horizontal e na vertical (em x e y, respectivamente), obviamente, ocorrerá um acréscimo de momento fletor inicial ou o momento de primeira ordem na estrutura. É o caso de várias estruturas em alvenaria estrutural, onde somente não ocorreria o momento de segunda ordem, caso o edifício fosse indeslocável. Entretanto, a necessidade de verificação de estabilidade global de uma estrutura em contraventamento é indispensável, principalmente em edifícios, onde existem mais de um pavimento, ocasionando deslocabilidade. Em alguns casos de edifícios, a deslocabilidade para uma direção não existe, por isso, é necessário analisar sempre e atentar aos problemas de momento de segunda ordem. Representação figura 32 (Correa, 2003).

**Figura 32** -Momento de segunda ordem.



fonte: Corrêa e Ramalho, 2003.

#### 3.3.6.1 - Classificação das estruturas de contraventamento

Para Corrêa (2003), é notório observar que não existe uma estrutura indeslocável, rigorosamente se dizendo, pois, cada material usado na estrutura, tem o seu grau de flexibilidade, mesmo que quase zero. Existem apenas as estruturas pouco deslocáveis, que a grosso modo são chamadas de indeslocáveis. Geralmente, são colocadas como indeslocáveis quando o momento de segunda ordem equivale a menos que 10% do de primeira ordem. É

sempre de extrema importância fazer essa classificação para tomadas de decisões se a análise será feita considerando a estrutura como de segunda ordem ou não.

### 3.3.6.2 - Avaliação dos acréscimos de segunda ordem

Accetti (1998), atualmente, devido os avanços tecnológicos, essas análises do aumento de esforços causados pela segunda ordem, são feitos em computadores através de programas e softwares. Existem os métodos chamados de rigorosos, onde são causadas modificações na matriz de rigidez e no vetor de cargas no programa de pórticos ou de planos tridimensionais. E existe o método P-D, que é um método mais simplificado, em um método rigoroso, é necessário que o programa tenha um sistema de análise de segunda ordem ou a não-linearidade geométrica, atualmente, esses programas ainda não estão sendo tão usuais em obras comuns, por isso tem suas utilizações em casos mais restritos. Já no método P-D, necessitando apenas de um programa que faça a análise de um pórtico convencional, que tenha linearidade geométrica. É um processo mais simples e satisfatório, e com dados mais simples de serem analisados. Analisa-se os esforços simultaneamente, verticais e horizontais, para conseguir saber o deslocamento. De acordo com os esforços obtidos nos cálculos, obtém-se a quantidade de acréscimo de momento fletor ao longo do edifício, que são convertidos em forças horizontais para deixar em equilíbrio, e esse cálculo se repete, até que diminua ao ponto de obter os esforços pequenos, para se tornar de segunda ordem.

### 3.3.6.3 - Deslocabilidade das estruturas por processos simplificados

Segundo Ramalho (2003), quando a análise dos esforços de segunda ordem representa menos que 10% do de primeira ordem, a estrutura é considerada indeslocável, e também onde seria analisado apenas em primeira ordem, não ocorrendo diversas iterações, que sem dúvidas, é um meio menos trabalhoso. Nesse caso, existem dois parâmetros para analisar sendo o parâmetro  $\gamma_z$ , segundo a ABNT (NBR 6118, 2014) é apenas utilizado em edifícios com no mínimo 4 pavimentos, e o parâmetro  $\alpha$  calculado pela equação nº 8

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (\text{Eq. 8})$$

Onde:

$\alpha$  = Parâmetro de instabilidade

$H$  = Altura total do edifício

$P$  = Peso total da edificação

$EI$  = Rigidez à flexão do sistema de contraventamento

Os valores limites para o parâmetro  $\alpha$ , o projetista deve começar a análise para segunda ordem, mas quando considerado que o esforço de segunda ordem é menos que 10%.

$\alpha$  0,7: Sistemas de Pilares parede 0,6: Sistemas mistos 0,5: Sistemas com apenas Pórticos.

### 3.4 – PRINCIPAIS CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO

A metodologia acima foi citada com o intuito de explicar os primeiros passos necessários e sendo requisitos de grande importância para o dimensionamento, para assim dar procedência com os cálculos para possível ampliação de um residencial multifamiliar de 2 pavimentos, dando continuidade com o assunto tratado, será apresentado os principais parâmetros para o dimensionamento de uma alvenaria estrutural, como o antigo cálculo das tensões admissíveis, método dos estados limites, resistência a compressão da alvenaria, características geométricas para elementos de alvenaria, parâmetros de resistência para alvenaria, flexão-tração. Com os valores encontrados nessas equações, será possível com a utilização do CYPECAD ® ver a possível viabilidade estrutural para a ampliação de mais 1 pavimento, fazendo-se todo o redimensionamento com a consideração de cargas do novo pavimento.

#### 3.4.1 – Tensões admissíveis e estados limites

De acordo com Acceti (1998), uma estrutura é compreendida com a capacidade de sustentar as ações previstas na sua vida útil, funcionando conforme sua destinação.

A primeira norma de alvenaria estrutural ABNT (NBR 10837, 1989) – Cálculo da alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, adotava o método das tensões admissíveis para o dimensionamento da alvenaria estrutural, mas foi atualizada em 2011 para a ABNT (NBR 15961-1, 2011).

O método das tensões admissíveis tinha como objetivo trazer a segurança no projeto estrutural por meio de um coeficiente de segurança interno designado como  $\gamma_i$ . Assim era determinado a condição que as maiores cargas de tensões não excedessem os valores admissíveis estabelecidos. A Aplicação desse método pode ser resumida pela equação n°9. (ACCETI – 1998).

$$S \leq \frac{R}{\gamma_i} \quad (\text{Eq.9})$$

Em que:

$S$  = Designada como a máxima tensão atuante

$\gamma_i$  = Coeficiente de segurança interno

$R$  = Tensão de ruptura ou de escoamento do material

Ramalho e Corrêa (2003), opina que este método há deficiências que são consideradas como:

- Impossibilidade de interpretação de  $\gamma_i$  como um coeficiente externo.
- Preocupação exclusiva com a relação serviço-ruptura
- Adequação apenas para o comportamento linear

### 3.4.2 – Método dos estados limites

A estrutura futuramente ampliada será baseada nos cálculos dos ELU. A ABNT (NBR 15961-1, 2011), sucedeu como o modelo de verificação de segurança estrutural. Quando uma estrutura deixa de apresentar uma das suas funções para qual foi construída, menciona que ela atingiu um estado limite. (REBOREDO, 2013).

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), os estados limites foram terminados como:

- Estado limite ultimo (ELU) – que condiz à perda da capacidade portante da estrutura, gerada pela inconstância ou desestabilização do equilíbrio, ruptura, fadiga, colapso ou excesso de deformação plástica impedindo a sua utilização como estrutura.
- Estado limite de Serviço (ELS) – Referente a exigências funcionais e/ou de durabilidade da estrutura, causado pelo grande impacto do deslocamento, deformações, danos ou vibrações.

A segurança é calculada neste método a partir da verificação dos estados limites de serviço e também por meio da definição empírica de coeficiente de segurança externos ( $\gamma_e$ ).

O cálculo desse dimensionamento pode ser apresentado diante das equações 10, 11 e 12:

$$Sd \leq Rd \quad (\text{Eq. 10})$$

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma_m}; \quad (\text{Eq. 11})$$

$$Sd = S * (\gamma_f * Fk); \quad (\text{Eq. 12})$$

Em que:

$Sd$  = Solicitação do cálculo;

$Rd$  = Resistência de cálculo;



$Rk$  e  $Fk$  = Valores característicos de resistência e ação.

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

Finalizando que os valores característicos são adotados que 95% das resistências verificadas na estrutura ultrapassem  $Rk$  e 95% das ações sejam menores que  $Fk$ .

### 3.4.2.1 – Disposição relativas às armaduras

As disposições relativas de armaduras devem respeitar um espaçamento entre armaduras, pois com isso é fundamental para se obter um bom envolvimento das armaduras, obter uma boa aderência. As dimensões mínimas relativas a armaduras são especificadas de acordo com a ABNT (NBR 6118,2014) onde não se deve apresentar uma largura menor que 100mm.

### 3.4.2.2 – Estado limite de ruptura relativa ao esforço cortante

Onde em que  $\eta$  definido como coeficiente de aproveitamento em % é dada pela equação 13:

$$\eta = \frac{V_{sd}}{V_{rd}} \leq 1 \quad (\text{Eq. 13})$$

$V_{sd}$  = Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{rd}$  = Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma

Obtemos os valores de  $V_{sd}$  e  $V_{rd}$  a partir das formulas apresentadas na equação 14 e 15 abaixo:

$$V_{sd} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\text{Sen } \alpha + \cos \alpha) \quad (\text{Eq. 14})$$

$$V_{rd} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad (\text{Eq. 15})$$

Em que:

$S$  = Espaçamento entre elementos da armadura transversal

$f_{ywd}$  = Tensão na armadura transversal passiva - ( $f_{ywd} = f_{yd} \leq 435\text{MPa}$ )

$\alpha$  = Angulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{F_{ck}}{250}\right)$$

### 3.4.2.2 – Estado limite de ruptura frente a solicitações normais.

Onde em que  $\eta$  definido como coeficiente de aproveitamento em % é dada pela equação 16:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N^2 1d + M1dx^2 + M1dy^2}{N^2 rd + Mrdx^2 + Mrdy^2}} \leq 1 \quad (\text{Eq.16})$$

Em que:

$N1d$  = Esforço Normal de cálculo

$M1d$  = Momento de cálculo de primeira ordem

$Nrd$  = Esforço normal resistente

$Mrd$  = Momento resistente

### 3.4.3 – Valor para a resistência de cálculo

Ainda com a ABNT (NBR 15961-1, 2011), sua resistência de cálculo é obtida dividindo a resistência característica pelo coeficiente de ponderação, para a verificação do estado limite ultimo (ELU), abaixo possui a tabela 7 que são pertinentes a obra executada de acordo com as indicações da ABNT (NBR 15961-2, 2011).

**Tabela 7 - Valores de  $\gamma_m$ .**

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,00	2,00	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

Fonte: Adaptado Ramalho e Corrêa (2003).

### 3.4.4 – Compressão simples

A resistência a compressão, é um dos critérios fundamentais de resistência para alvenaria estrutural, e também da possível ampliação residencial. A alvenaria estrutural é composta por um sistema estrutural que apresenta a resistência e esforços de compressão, fazendo então a compressão simples ser a mais importante e que aparece mais frequente em paredes e pilares. (Steinmetz, 2018).

Modificações foram feitas na ABNT (NBR 10837, 1989) e ABNT (NBR 15961-1, 2011), Reboredo (2013), apresenta que as principais mudanças na verificação de resistência a compressão foram:

Admissão dos valores característicos para resistência à compressão de redes ( $f_k$ ) e prismas ( $f_{pk}$ );

- Admissão dos ensaios de pequenas paredes para a definição dos valores característicos ( $f_{ppk}$ ) com relação sobre à resistência à compressão;
- Inserção do critério para a diminuição da resistência na qual a argamassa for determinada apenas em cordões laterais;
- Padronizado o ensaio de primas baseado em sua área bruta;
- Consideração do aumento da espessura efetiva quando existir o uso de enrijecedores nas paredes;
- Mudanças nos limites de esbeltez para alvenarias não armadas;
- Adicionado o critério para determinar a resistência à compressão das paredes na direção horizontal;
- Não se considera mais as contribuições de futuras armaduras existentes, na qual norma antiga considerava-se um aumento de 10% na resistência nas paredes;

Segundo a norma ABNT (NBR 15961-1, 2011), a resistência característica à compressão simples ( $f_k$ ) é definida conforme os ensaios de parede ou são estimadas em 70% da resistência característica de primas ( $f_{pk}$ ), ou 85% de pequenas paredes ( $f_{ppk}$ ). As resistências características de primas e paredes devem ser estipuladas seguindo as recomendações da ABNT (NBR 15961-2, 2011).

Mais uma vez segundo a ABNT (NBR 15961-1, 2011), a resistência característica à compressão simples é minorada em 20% concluindo então com um fator de 0,80, caso a resistência determinada venha ser baseada em pequenas paredes ou ensaios de primas.

A espessura mínima adotada para as paredes estruturais em edificações com mais de dois pavimentos no caso o residencial após a ampliação deve ter o comprimento de 14cm e o limite do índice de esbeltez, definido de acordo com a equação 17:

$$\lambda = \frac{he}{te} \quad (\text{Eq.17})$$

Onde:

$\lambda$  = Índice de esbeltez

$he$  = altura efetiva

$te$  = espessura efetiva

Os valores máximos de índice de esbeltez apresentado tabela 8 abaixo:

**Tabela 8** - Valores máximos do índice de esbeltez.

Não armados	24
Armados	30

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

A espessura efetiva de acordo com a nova norma em uma parede há como ser aumentada, utilizando-se os enrijecedores, para efetuação do cálculo da esbeltez, mantendo o cálculo da área da seção transversal rígido em função da espessura da parede. (Steinmetz,2018).

De acordo com a ABNT (NBR 15961-1, 2011), a resistência de cálculo das paredes é obtida a partir da força normal resistente de cálculo dado pelas seguintes equações 18 e 19:

$$Nrd = fd * A * R \quad (\text{Eq.18})$$

Em que:

$Nrd$  = força normal resistente de cálculo;

$fd$  = resistência à compressão de cálculo da alvenaria

$A$  = área bruta da seção resistente

$R$  = coeficiente redutor devido a esbeltez, apresentado por:

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (\text{Eq. 19})$$

Para pilares de alvenaria estrutural, seguindo os princípios da ABNT (NBR 15961-1, 2011), a resistência de cálculo é baseada na seguinte equação 20 e 21:

$$Nrd = 0,9 * fd * A * R \quad (\text{Eq. 20})$$

Ramalho (2012), classifica que o valor de 0,9 existe devido uma função do pilar o considerarmos como um elemento linear e não laminar como as paredes.

Concluindo-se então que a resistência de compressão é dada por:

$$\frac{\gamma f * Nk}{A} \leq [ 1,0 \text{ ou } 0,9 (\text{parede ou pilar}) ] * \frac{(0,7 * fpk)}{\gamma m} * \left[ 1 - \left( \frac{he}{40 * te} \right)^3 \right] \quad (\text{Eq. 21})$$

$\gamma f, \gamma m$  = coeficientes de ponderação das ações e resistências;

$Nk$  = força normal característica;

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

$h_e, t_e$  = altura efetiva e espessura efetivas.

### 3.4.5 – Forças concentradas

A partir do trabalho de Parsekian (2014), as paredes de alvenaria estrutural tendem a receber uma carga concentrada, como as elevadas tensões pontuais de compressão vertical. As tensões principais podem gerar fissuras verticais se possuírem uma má distribuição.

Abaixo do ponto de contato não acontece o efeito de flambagem e a um aumento da resistência a compressão que pode ser considerado a partir do momento que exista alvenaria suficiente em torno da área de contato para o confinamento desta. É sugerido que o apoio seja efetuado com uma distância de meio bloco em relação a extremidade da parede e que abaixo deste ponto venha ser executado uma ou duas fiadas com canaletas grauteadas para possibilitar uma distribuição segura das tensões concentradas. (PARSEKIAN, 2014).

Destacado na ABNT (NBR 15961-1 2011), traz detalhes sobre a espessura de contato tem que ser no mínimo maior que 50mm ou maior que um terço da espessura da parede, admitindo-se então um aumento no total de 50% na resistência a compressão.

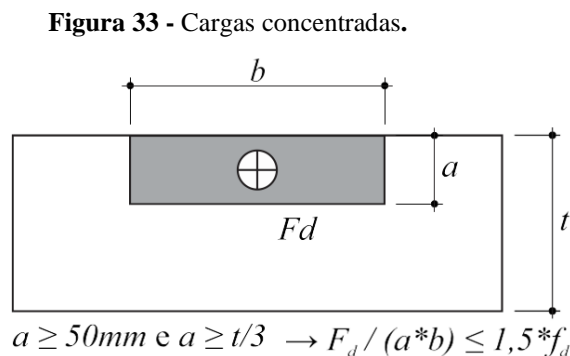
A verificação para resistência a compressão neste ponto é dada de acordo com a expressão n 22°:

$$\frac{Pk * \gamma_f}{a * b} = \begin{cases} 1,5 * 0,7 * \frac{f_{pk}}{\gamma_m}, & \text{se } a \geq \begin{cases} t/3 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \\ 0,7 * \frac{f_{pk}}{\gamma_m}, & \text{se } a < \begin{cases} t/3 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} \quad (\text{Eq. 22})$$

Na qual:

$Pk$  = cargas concentradas

$a, b$  = dimensões da área de contato (figura 33)



Fonte: Adaptada da ABNT (NBR 15961-1, 2011)

### 3.4.6 – Cisalhamento

Na construção de uma alvenaria estrutural, ocorre o cisalhamento na qual aparece em paredes de contraventamento, vergas e vigas. Ramalho (2012), descreve que para os edifícios e residenciais comuns, o cisalhamento atende ao esperado. Nos lintéis quando não atende o que foi esperado e quer evitar o uso das armaduras para resistir ao cisalhamento, é viável plastificar os apoios reduzindo a rigidez do lintel. Para edifício altos, onde a ação do vento é forte, se não apresentar juntas verticais preenchidas é necessário o uso de armaduras para resistir ao cisalhamento.

A ABNT (NBR 10837,1989), atuava considerando o critério da tensão máxima de cisalhamento, onde despreza o atrito, mas considerava a coesão, na qual o resultado se dava em valores e faixas de resistências à compressão muito elevadas. Já na ABNT (NBR 15961-1, 2011) esses principais parâmetros foram corrigidos onde que passa a adotar os padrões de resistência segundo Coulomb para as tensões de cisalhamento ( $\tau = \tau_0 + \mu\sigma$ ), aderência inicial ( $\tau_0$ ) em função da coesão e o nível de pré-compressão ( $\mu\sigma$ ), considera o coeficiente de atrito  $\mu = 0,5$ . (REBOREDO,2013). Os valores característicos do cisalhamento ( $f_{vk}$ ) não devem passar os valores previstos na norma, na qual pode ser verificado de acordo com a tabela 9 abaixo. Os valores apresentados são validos para cal e areia, argamassas de cimento, sem aditivos e com as juntas verticais preenchidas.

**Tabela 9** - Valores característicos ao cisalhamento  $f_{vk}$ .

Resistencia média de compressão da argamassa (MPa)			
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$f_{vk}$	$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1 (2011).

Nós parâmetros de cálculo dos valores característicos, a tensão normal ( $\sigma$ ), deve ser definida com as ações permanentes, minorando em 10%. De acordo com Reboredo (2013), para a averiguação do cisalhamento nas paredes amarradas de forma direta, considera-se um valor de  $f_{vk}$  igual a 0,35MPa. Quando há elementos de alvenaria propenso a flexão ou quando há armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento e cercadas por graute, a resistência característica será determinada pela seguinte equação n°23:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5p \leq 0,7 \text{ Mpa} \quad \text{(Eq. 23)}$$

Em que:

$p$  = Taxa geométrica da armadura ( $p = \frac{As}{b \cdot d}$ )

A tensão de cisalhamento de cálculo ( $\tau_{vd}$ ) é definida de acordo com as equações n° 24 para peças de não armada.

$$\tau_{vd} = \frac{vd}{b \cdot h} = \text{Alvenaria não armada} \quad (\text{Eq. 24})$$

Seguindo as normas apresentada na ABNT (NBR 15961-1, 2011), o cisalhamento será atendido quando a tensão de cisalhamento de cálculo ( $\tau_{vd}$ ), não ultrapasse a resistência de cálculo ( $f_{vk}$ ). Equação 25.

$$\tau_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (\text{Eq. 25})$$

Em que:

$As$  = Área de aço para resistir ao cisalhamento;

$\gamma_m$  = Coeficiente de segurança para alvenaria

$f_{vk}$  = resistência de característica da armadura;

$b$  = largura;

$d$  = altura útil.

Finalizando-se então que a ABNT (NBR 15961-1,2011), não se admite que o espaçamento venha ser maior que 50% da altura útil. Já as vigas de alvenaria não excedam 30cm.

### 3.4.7 – Cortante

A força cortante é a soma algébrica de todas as forças abrangido no plano YZ sendo então perpendicular ao eixo da peça. Onde o CYPECAD ® considera o valor da cortante a força cortante devido a alvenaria. Representação das equações n°26 a 28.

$$F_{vk} = 0,35 + 17,5 * \left[ \frac{As}{b \cdot d} \right] \quad (\text{Eq. 26})$$

$$V_{max} = 0,36 * bw * d * \sqrt{f_{pk}} \quad (\text{Eq. 27})$$

$$V_m = \left[ \left[ 2,5 - 0,25 \cdot \left( \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot f_{vk} \cdot \frac{bw \cdot d}{\gamma_m} \right] \quad (\text{Eq. 28})$$

$d$  =Altura útil da viga

$bw$  = Largura da seção da cortina

$V_m$  = Força cortante devido na alvenaria

$V_{max}$  =Força cortante máxima

$\gamma_m$  = Coeficiente de segurança para alvenaria ( $\gamma_m = 2,0$ )

$F_{vk}$  =Resistencia característica ao cisalhamento

### 3.4.8 – Momento Fletor

O momento fletor é a soma algébrica dos momentos nas seções YX, contido no eixo da peça, gerado por cargas aplicadas transversalmente ao eixo longitudinal. Produzindo esforço que tende a curvar o eixo longitudinal, provocando tensões normais de tração e compressão na estrutura. Dado pela seguinte equação n° 29 e 30:

$$f_s = 0,5 * f_{\gamma d} \quad (\text{Eq. 29})$$

$$M_{rd} = A_s * f_s * z \quad (\text{Eq. 30})$$

$f_s$  = tensão de tração da armadura;

$M_{rd}$  = Momento fletor resistente de calculo

$A_s$  = área da armadura tracionada;

$Z$  = Comprimento ao longo da parede

### 3.4.9 – Torção

A alvenaria estrutural, normalmente não possui problemas com torção, pois seus valores são considerados nulos, devido a simetria da estrutura. Seu resultado é obtido de acordo a equação n° 33.

$$T_{sd} = 0,5 * \alpha_{v2} * f_{cd} * A_e * h_e * \text{sen } 2\theta \quad (\text{Eq. 31})$$

Em que:

$A_e$  = Área efetiva referente a projeção da fachada da edificação.

$T_{sd}$  = Torção

$h_e$  = espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado

$$\alpha_{v2} = 1 - \left( \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

### 3.4.10 – Flexão simples

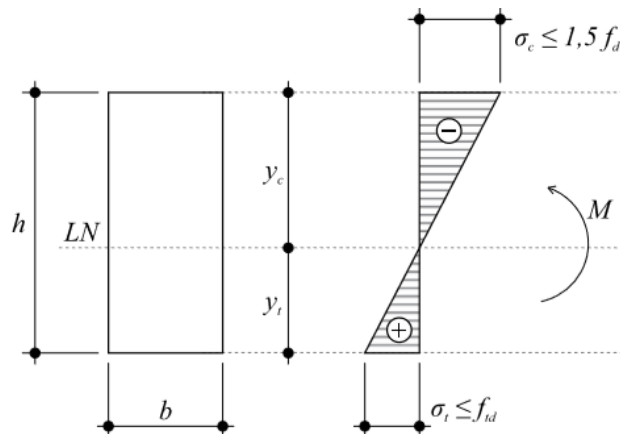
Na ABNT (NBR 15961-1, 2011), traz uma mudança no dimensionamento a flexão comparado a antiga norma, considerado que a antiga norma tratava a verificação de segurança baseada em tensões admissíveis agora nos estados limite. A flexão simples ocorre em vigas, muros, vergas. (Reboredo, 2013). Abaixo será representado os cálculos para a estrutura em ampliação no caso a alvenaria não armada.

#### 3.4.10.1 – Alvenaria não Armada



A alvenaria não armada é dimensionada dentro dos limites estabelecidos do estágio I, onde que a normal atua permitindo tensões de tração, em que seu valor máximo deverá ser inferior à resistência à tração na flexão ( $ftk$ ). O cálculo do momento é mais resistente na seção transversal, na figura nº34 abaixo é demonstrado o diagrama das tensões em que a alvenaria resiste de forma linear aos esforços de compressão e tração.

**Figura 34** - Diagrama de tensões para alvenaria não armada.



Fonte: ABNT (NBR 15961-1, 2011).

Segundos os princípios ainda da ABNT (NBR 15961-1, 2011), é citado que as tensões máximas de tração do cálculo ( $\sigma_t$ ) não deve ultrapassar à resistência à tração de cálculo da alvenaria ( $f_{td}$ ), à medida que a tensão maxima de compressão de calculo na flexão não venha ultrapassar 50% de resistência à compressão de cálculo da alvenaria ( $f_d$ ), sendo assim  $1,5f_d$ .

Já Sanchez (2013), considerando-se as ações variáveis do vento como exemplo, a consideração da resistência à tração da alvenaria sob flexão é permitida, apresentado os valores característicos na tabela 10, os quais são valores considerados para argamassas de cimento, cal e areia, sem aditivos ou adições e com juntas verticais preenchidas.

**Tabela 10** - Valores característicos da resistência à tração na flexão ( $ftk$ ).

Direção da tração	Resistencia média à compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada	9.439	33.406	0,25
Paralela a fiada	10.843	38.373	0,50

Fonte: Adaptada da NBR 15961-1 (2011).

### 3.4.11 – Flexo-compressão

De acordo com a ABNT (NBR 15961-1, 2011), o elemento de alvenaria que está submetido à flexo-compressão deve reagir aos esforços de compressão. Os esforços normais para paredes e pilares podem ser obtidos a partir das equações nº 32 e nº 33, respectivamente

- Paredes

$$Nd \leq Nrd = fd * A * R \quad (\text{Eq.32})$$

- Pilares:

$$Nd \leq Nrd = 0,9 * fd * A * R \quad (\text{Eq. 33})$$

### 3.4.12 – Flexo-tração

As tensões normais de tração devem atender ao disposto na equação nº 34 na qual  $Md$  é momento fletor de cálculo dado por  $Md = 1,4 * Mk$  e  $W$  é o Módulo de resistência à flexão.

$$\frac{Md}{W} - \frac{Nd}{A} \leq ftd \quad (\text{Eq. 34})$$

Em que:

$Nd$  = normal de cálculo dada por:  $Nd = 0,9 * Nperm$ ;

$ftd$  = resistente de cálculo à tração;

$A$  = área da seção transversal.

### 3.4.13 – Flexão composta na alvenaria não armada

As tensões normais que estão agindo na secção transversal devem ser definidas de acordo com a superposição das tensões normais lineares adequada ao momento fletor com as tensões normais uniformizadas pertinente à força de compressão.

As tensões normais de compressão devem atender a equação nº 35:

$$\frac{Nd}{A * R} + \frac{Md}{1,5 * W} \leq fd \quad (\text{Eq. 35})$$

De acordo:

$Nd$  = Normal de cálculo dado por  $Nd = 1,4 * Nk$ .

$A$  = Área da seção transversal;

$R$  = Redutor devido à esbeltez;

$Md$  = Momento fletor de cálculo dado por:  $Md = 1,4 * Mk$ ;

$W$  = Módulo de resistencia à flexão;

$fd$  = Resistência de calculo à compressão

### 3.4.14 - Modulo de elasticidade

De acordo com a ABNT (NBR 6118,2014) O modulo de elasticidade ( $E_c$ ), deve-se ser obtido a partir de ensaios, mas quando não são feitos ensaios pode se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando a equação n° 36:

$$E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad \text{de 20MPa a 50MPa} \quad \text{(Eq. 36)}$$

Ainda na NBR (6118,2014) apresenta uma tabela 12 com os valores estimados e arredondados que devem ser utilizados no projeto estrutural.

**Tabela 11** - Valores estimados de módulos de elasticidade em função da resistência características à compressão do concreto

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35
$E_c$ (Gpa)	21	24	27	29

Fonte: Adaptada da NBR 6118 (2014).

### 3.4.15 – Módulo de deformação transversal

O modulo de elasticidade transversal ou modulo de deformação transversal ( $G$ ), é definido em função do modulo de elasticidade ( $E$ ) e do coeficiente de poisson ( $\nu$ ), representada na equação 37.

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad \text{(Eq.37)}$$

### 3.4.16 – Cargas na caixa d'água

Os valores da carga permanente e de acidentes normalmente são tabelados, na quais podemos encontrar na ABNT (NBR 6118, 2014). As cargas permanentes (CP) na caixa d'água são definidas a partir da equação n° 38. E as cargas acidentais são consideradas como  $0,5 \frac{KN}{m^2}$  de acordo com a ABNT (NBR 6118, 2014).

$$CP = \frac{P' * G}{A} \quad \text{(Eq. 38)}$$

Onde que:

CP = Carga permanente

P' = Peso da caixa da água em kN

G = Gravidade (9.81kN)

A = Área da cobertura

### 3.4.17 – Cargas lineares

Em algumas estruturas, são utilizadas cargas lineares para se representarem os esforços das paredes ou estrutura acima. Os valores encontrados para as cargas lineares são apresentados de acordo com a equação n ° 39.

$$C = L * A * \gamma \quad \text{(Eq. 39)}$$

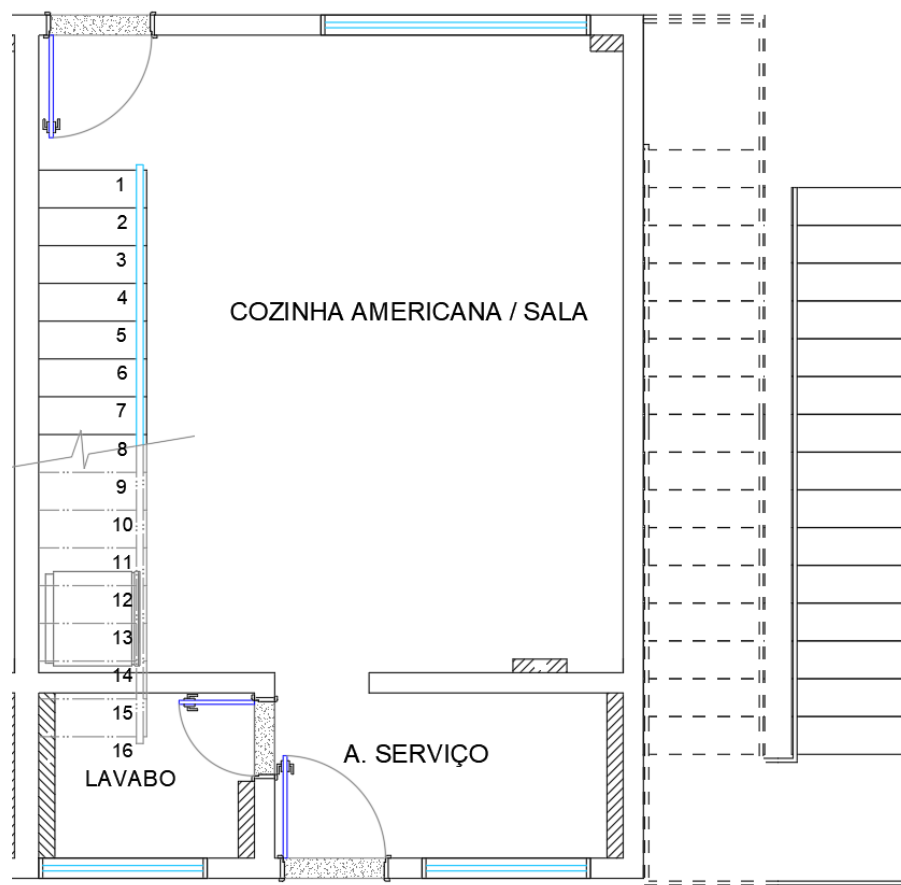
#### 4- LANÇAMENTO ESTRUTURAL E CONFIGURAÇÕES DE ANÁLISE

Neste capítulo são apresentados a proposta de ampliação vertical e os procedimentos para o lançamento estrutural e configurações de análise necessários ao dimensionamento da edificação em alvenaria estrutural utilizando o programa CYPECAD®. Primeiro destacam-se aspectos relacionados à fase de introdução de pavimentos, entrada de dados da edificação, dados gerais de normativas e materiais.

##### 4.1- PROPOSTA DA AMPLIAÇÃO VERTICAL

Com a proposta da ampliação na estrutura, faz-se necessário algumas mudanças na arquitetura da edificação, abaixo é possível conferir na figura 35 que ilustra as mudanças de 1 apartamento dentre os 5 que compõe o bloco no pavimento térreo, sendo que a única modificação é na adição de uma escada em estrutura metálica no pavimento térreo que interliga até o salão de festas.

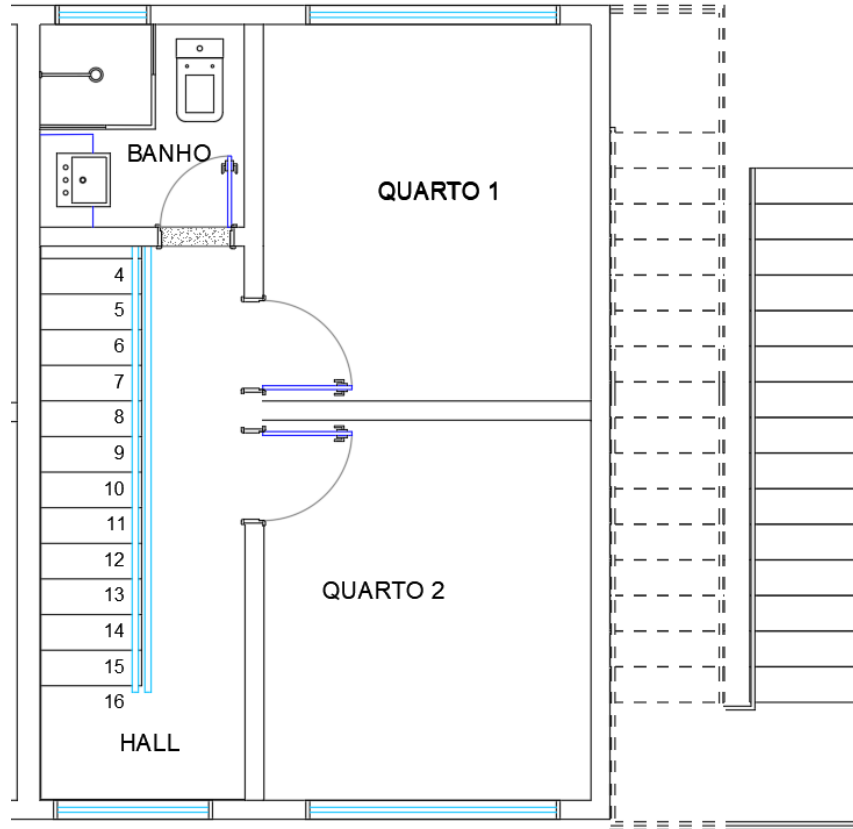
**Figura 35** - Planta baixa do pavimento térreo.



Fonte: AUTOCAD®, 2019.

Seguindo com o pavimento superior a única modificação considerável é apenas a visualização também da escada metálica representada na figura 36.

**Figura 36** - Planta do pavimento superior.



Fonte: AUTOCAD®, 2019.

O pavimento antes denominado como pavimento de cobertura passa a se chamar de salão de festas, ganhando um pé direito de 2.9m, também é retirado as paredes que tinham a função de fazer a vedação entre os 5 apartamentos na cobertura, e é o pavimento na qual recebe a escada de estrutura metálica. Representada na figura 37.

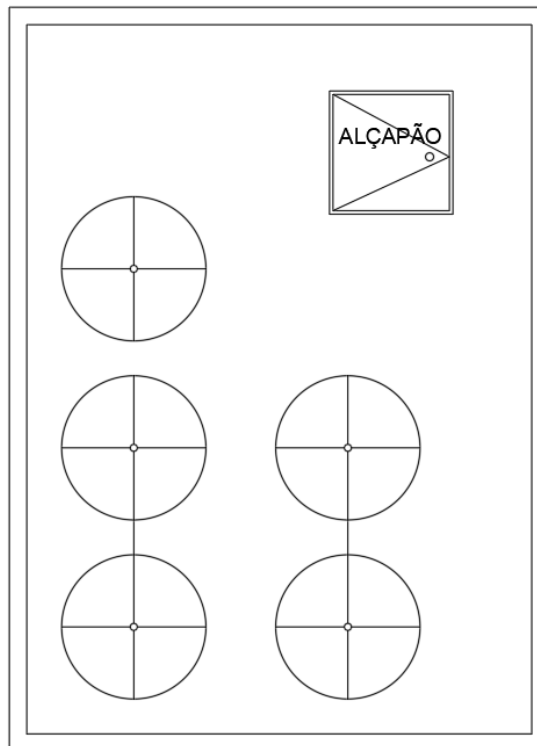
**Figura 37** - Planta baixa salão de festas



Fonte: AUTOCAD®, 2019.

Com a adição de um novo pavimento acima somente de um dos apartamentos é a onde será alocado as caixas d'água dos 5 apartamentos, seu acesso será realizado a partir de um alçapão que se encontra entre o pavimento salão de festas até a nova cobertura. Representada na figura 38.

**Figura 38 - Planta baixa caixa d'água**



Fonte: AUTOCAD®, 2019.

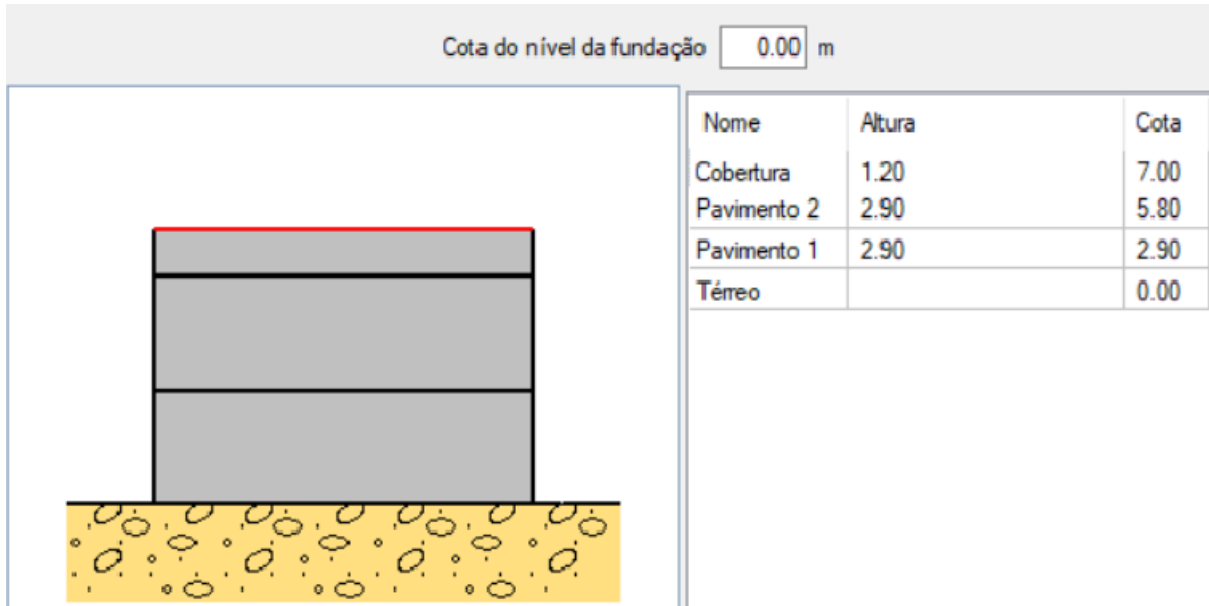
A estrutura completa da edificação com os 5 apartamentos ampliados encontra-se ser no anexo A inserido em CD-ROOM.

#### 4.2- FASE DE ENTRADA

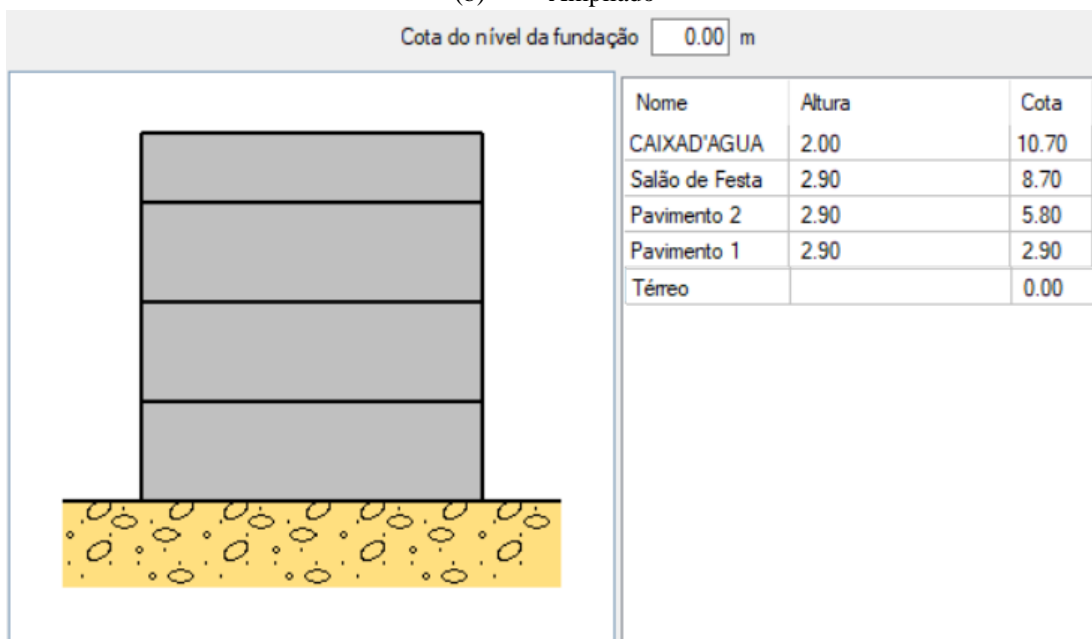
Na primeira fase de projeto no CYPECAD®, são inseridos pavimentos e os dados de altura entre estes. Para a edificação já existente, foram definidos dois pavimentos de 2,90 metros de altura nomeados como Pavimento 1 e Pavimento 2. Já para a edificação ampliada pode-se observar na figura 39 que se adicionaram os pavimentos salão de festa e caixa d'água a serem ampliados, esta última diferenciando-se com 2,00 metros de altura.

**Figura 39** - Introdução do pavimento existente e ampliado.

(a) - Existente



(b) Ampliado



Fonte: CYPECAD®, 2019.

Os carregamentos acidentais ( $SCU \text{ kN/m}^2$ ) e permanentes ( $CP \text{ kN/m}^2$ ) foram considerados partindo-se das especificações estipuladas pela ABNT (NBR 6120 - Cargas para cálculo de estruturas de edificações, 2019). A figura 40 ilustra que para a edificação de uso residencial existente os pavimentos Térreo, Pavimento 1 e Pavimento 2, utilizou-se a CP de



1.00 kN/m<sup>2</sup> e SCU de 2.00 kN/m<sup>2</sup>. Já a edificação ampliada tem em seu Pavimento 2, o uso e ocupação de salão de festas de SCU de 3.00 kN/m<sup>2</sup>, na cobertura o CP de 3.00 kN/m<sup>2</sup> (devido ao carregamento das caixa d'água) e SCU de 0.5 kN/m<sup>2</sup> e a Caixa d'água com 0.5 kN/m<sup>2</sup> e 1 CP kN/m<sup>2</sup>.

**Figura 40 - SCU e CPU da estrutura ampliada e já existente**

(a) Existente

Nome	Categoria de uso	SCU (kN/m <sup>2</sup> )	CP (kN/m <sup>2</sup> )
Cobertura	Uso 1	0.50	2.00
Pavimento 2	Uso 1	3.00	1.00
Pavimento 1	Uso 1	2.00	1.00
Térreo	Uso 1	2.00	1.00

(b) Ampliado

Nome	Categoria de uso	SCU (kN/m <sup>2</sup> )	CP (kN/m <sup>2</sup> )
CAIXAD'AGUA	Uso 1	0.50	1.00
Salão de festa	Uso 1	0.50	2.00
Pavimento 2	Uso 1	3.00	1.00
Pavimento 1	Uso 1	2.00	1.00
Térreo	Uso 1	2.00	1.00

Fonte: CYPECAD®, 2019.

#### 4.3 - DADOS GERAIS

Nos dados gerais ilustrados na tabela 12 observa-se que foram selecionadas as normas utilizadas para construção civil no Brasil no software CYPECAD®.

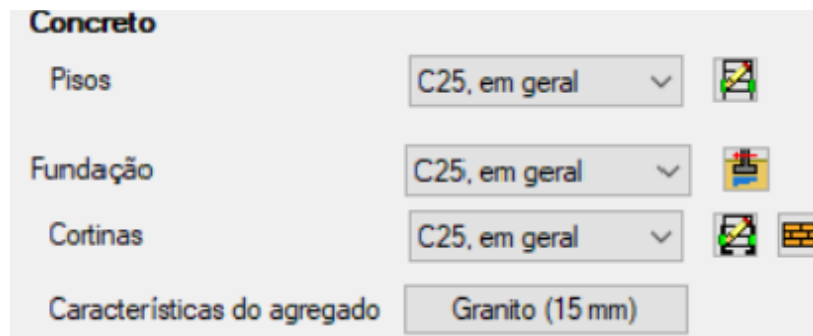
**Tabela 12 - Seleção das normas**

Seleção das normas	
Concreto	ABNT NBR 6118:2014 (Brasil)
Aço dobrado	ABNT NBR 14762: 2010 (Brasil)
Aço Laminado	ABNT NBR 8800: 2008 (Brasil)
Parede/ Muros de blocos de concreto	ABNT NBR 15961-1: 2011 e NBR 15961-2: 2011

Fonte: CYPECAD®, 2019.

O ambiente onde a edificação é construída é classificado como categoria II (CAA II) pois o risco de deterioração da estrutura em zona urbana é pequeno, conforme estabelecido pela ABNT (NBR 6118,2014). Devido a isto, optou-se pela utilização do Concreto classe C25 ( $F_{ck} = 25\text{MPa}$ ) em conformidade com a ABNT (NBR 6118-2014) como está ilustrado na figura 41. Os valores do Módulo de Elasticidade ( $E_c$ ), módulo de deformação transversal ( $G$ ), e coeficiente de Poisson podem ser visualizados na tabela 13.

**Figura 41 - Concreto.**



Fonte: CYPECAD®, 2019.

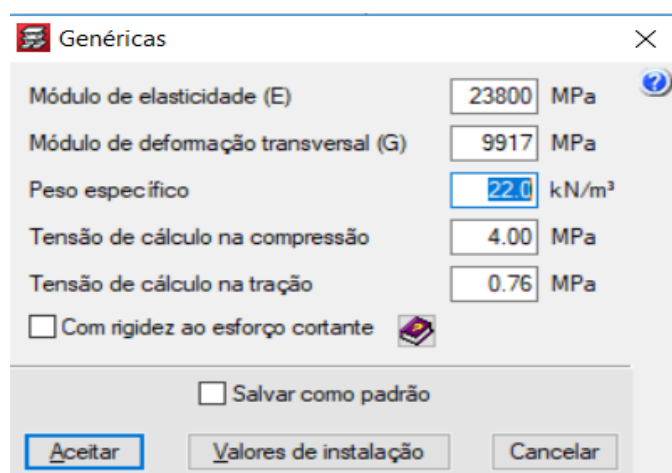
**Tabela 13 -Módulo de Elasticidade, Deformação Transversal e coeficiente de Poisson**

<b>Módulo de Elasticidade(<math>E_c</math>)</b>	<b>Módulo de deformação transversal (<math>G</math>)</b>	<b>Coefficiente de Poisson (<math>\nu</math>)</b>
23.800 MPa	9917 MPa	0,2

Fonte: CYPECAD®, 2019.

Os dados gerais de peso específico, tensão de cálculo de compressão e de tração da alvenaria são apresentados na figura 42. Ressalta-se que estes valores foram definidos em conformidade com o projeto estrutural existente.

**Figura 42 - Genéricas**



Fonte: CYPECAD®, 2019.

Para análise de vento, cujas configurações estão ilustradas na figura 43, foram utilizadas as prescrições da ABNT (NBR 6123,1988) estabelecendo-se as dimensões de  $X = 6.40$  e  $Y = 22.65$  do edifício e velocidade básica de  $35\text{m/s}$  por se apresentar em uma região centro-oeste do país. Os parâmetros de categoria, classe e grupo foram classificados, respectivamente por III, A e 2 devido à edificação residencial estar localizado em região plana e a altura total da edificação não ultrapassar 20 metros, mesmo com a ampliação.

**Figura 43** - Forças devidas ao vento.

**NBR 6123**  
NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações

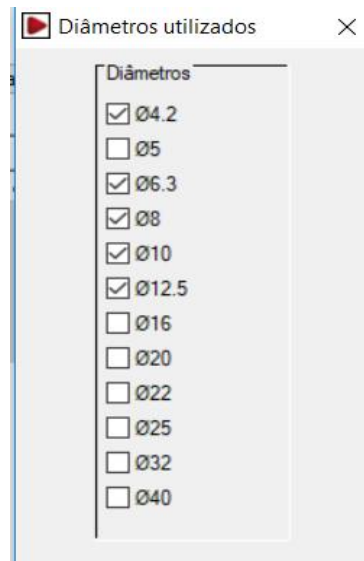
Ação de vento segundo X    + X 1.00    - X 1.00  
 Ação de vento segundo Y    + Y 1.00    - Y 1.00

Larguras de faixa: Y 6.40 X 22.65    Por planta

Velocidade Básica: 35.0 m/s  
 Categoria: III  
 Classe: A  
 Fator Probabilístico: Grupo 2  
 Fator Topográfico +x: 1.0  
 Fator Topográfico -x: 1.0  
 Fator Topográfico +y: 1.0  
 Fator Topográfico -y: 1.0

Fonte: CYPECAD®, 2019.

As armaduras horizontais e verticais construtivas das paredes da alvenaria, foram definidas de acordo com o projeto estrutural existente sendo utilizados aços CA-50 e CA-60 cujas bitolas estão especificadas na figura 44. Na concepção estrutural é apresentado o esquema de estrutura da edificação detalhada representada na figura 45, onde são detalhados cada bloco, apresentando especificações baseados no projeto estrutural, em que apresenta a resistência a compressão dos blocos de concreto, resistência de cálculo ao corte, peso específico de acordo com a ABNT (NBR 6120,2019) e uma espessura da junta padronizada de 10mm. As medidas do bloco seguem os padrões estabelecidas em projetos e detalhadas na metodologia. As paredes estruturais foram classificadas com vinculação exterior pois são vinculadas na sapata corrida.

**Figura 44-** Diâmetros utilizados.

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

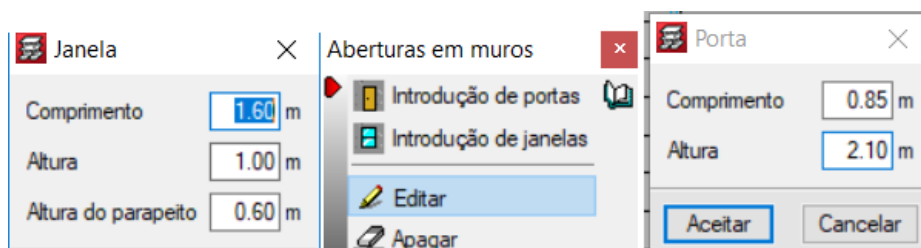
**Figura 45 -** Formato dos blocos.

Resistência de cálculo à compressão	5.00	MPa
Resistência de cálculo ao corte	0.76	MPa
Peso específico	22.00	kN/m <sup>3</sup>
Espessura da junta padrão	10	mm
Comprimento (1)	36.5	cm
Altura (2)	19.0	cm
Largura (3)	11.5	cm
Espessura parede externa (4)	2.0	cm
Espessura parede interna (5)	2.0	cm

Com peça de canto

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

Na figura 46 pode-se visualizar a introdução de dados para o lançamento destas aberturas.

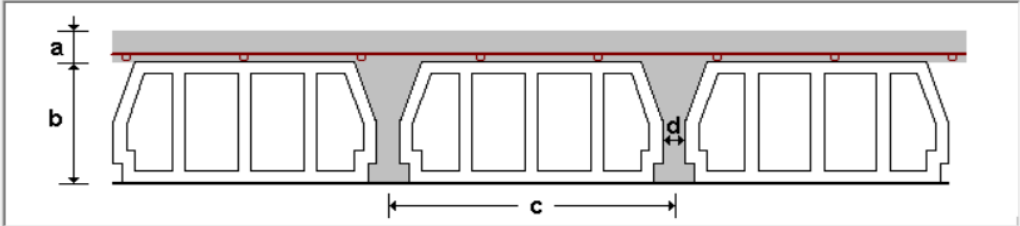
**Figura 46 -** Introdução das aberturas.

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

As lajes utilizadas são treliçadas, nós cômodos da sala, cozinha, quartos e banheiros e na ampliação exceto na laje acima do salão de festas e acima da caixa d'água que serão utilizados outros tipos de coberturas (coberturas metálicas) com o intuito de diminuir as cargas nas cortinas. As lajes maciças foram designadas nos lavabos. A laje treliçada apresenta características geométricas seguidas no projeto estrutural com o detalhamento das suas espessuras, a altura do bloco (EPS), distância entre eixos, largura da nervura, largura longitudinal (comprimento do EPS), incremento da largura da nervura detalhados na figura 47 abaixo. O peso superficial é gerado de acordo com o molde no caso poliestireno (EPS). A laje treliçada também foi detalhada com uma entrada na viga de 5cm, a vigota geral considerada como simples e sempre paralela a menor viga.

**Figura 47** - Detalhamento da laje treliçada.

Geometria	
Espessura camada de compressão (a)	4 cm
Altura do bloco/molde (b)	10.0 cm
Entre-eixos (c)	50 cm
Largura da nervura (d)	12 cm
Largura longitudinal	100 cm
Incremento da largura da nervura	3.0 cm



Dados para cálculo

Volume de concreto 0.072 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Tipo de bloco/molde De poliestireno Peso superficial: 1.77 kN/m<sup>2</sup>

Verificação da flecha Como vigota armada Rigidez fissurada 50.0 % rigidez bruta

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

Na edificação, as lajes maciças somente foram utilizadas de encontro com a escada e assim é definido uma altura de 12cm e paralelo a viga. Representada na figura 48.

**Figura 48** - Detalhamento da laje mista.



Altura 12.0 cm

Direção da armadura:

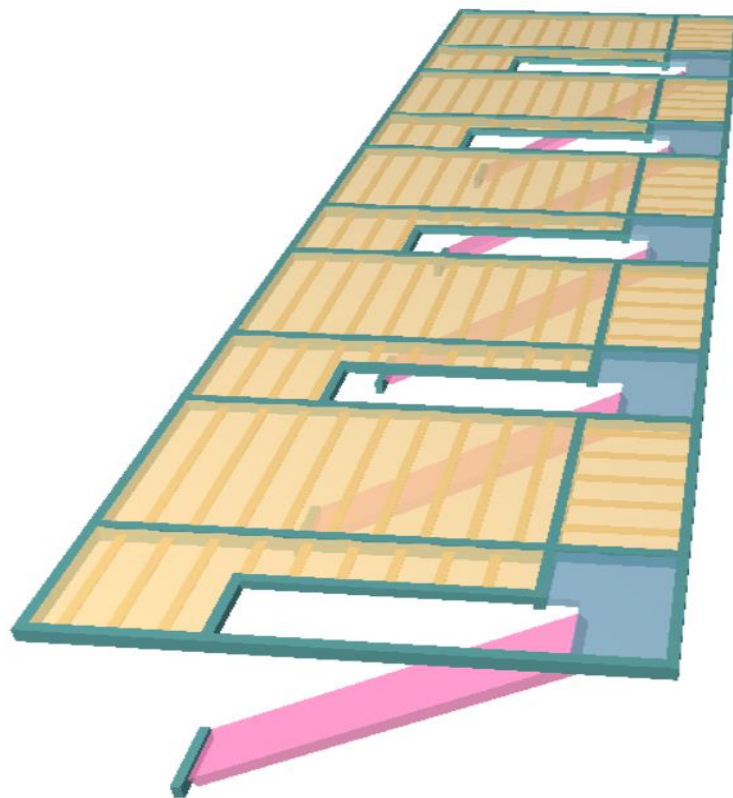
Paralelo a uma viga

Dois pontos de passagem

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

Exemplo da laje em 3D do pavimento 1 acima do pavimento térreo, onde é de maior complexidade pois possui uma abertura para a escada em cima da laje treliçada e laje maciça, juntamente com essa abertura foi definida uma viga de nervura não estrutural com a largura de 12cm para abertura da escada na laje treliçada e maciça. No pavimento térreo são encontradas as vigas de reforço estrutural para as escadas. Representação na figura 49.

**Figura 49-** Laje 3D.

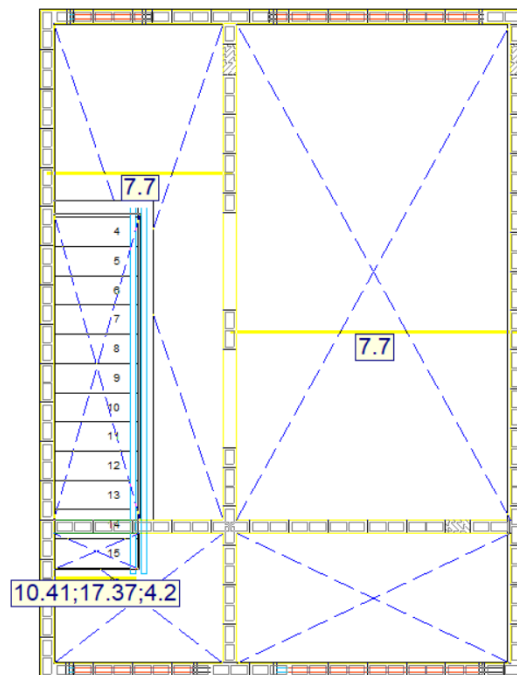


Fonte: CYPECAD ®, 2019.

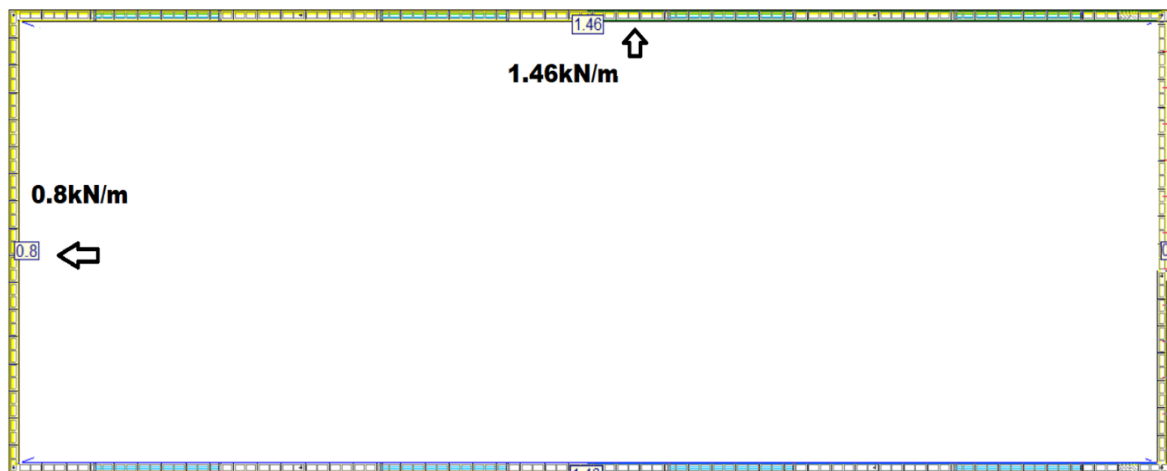
As paredes do pavimento 2 que fazem a função de separação dos cômodos, não são consideradas estruturais mais sim com função de vedação, nesse caso foram estabelecidas cargas lineares e uniforme, onde seriam posicionadas essas paredes de alvenaria estrutural, o seu valor é  $7.7kN/m^2$ , encontrado na equação 39 e ilustrada na figura 50. Já o valor de  $10.41kN/m^2$ ,  $17.37kN/m^2$  e  $4,2kN/m^2$  valores encontrados a partir da adição da escada sobre a laje. Também é considerado um valor de carga linear distribuída ao longo das cortinas do pavimento de ampliação, considerando uma cobertura de estruturas metálicas para o salão de festa em X  $1,46kN/m^2$  e em Y  $0,8kN/m^2$ , caixa d'água em X  $0,58kN/m^2$  e em Y  $0,74kN/m^2$ .

**Figura 50 - Carga linear.**

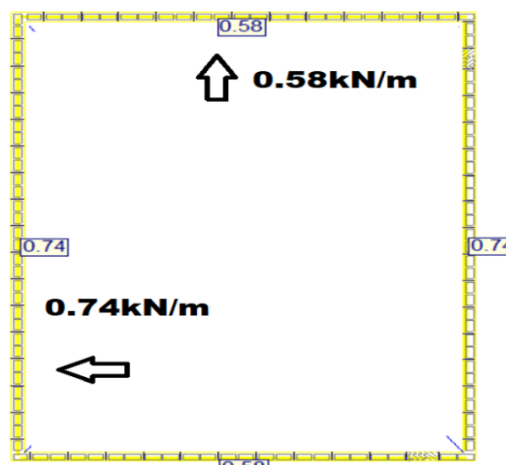
(a) Pavimento 2



(b) Salão de festa



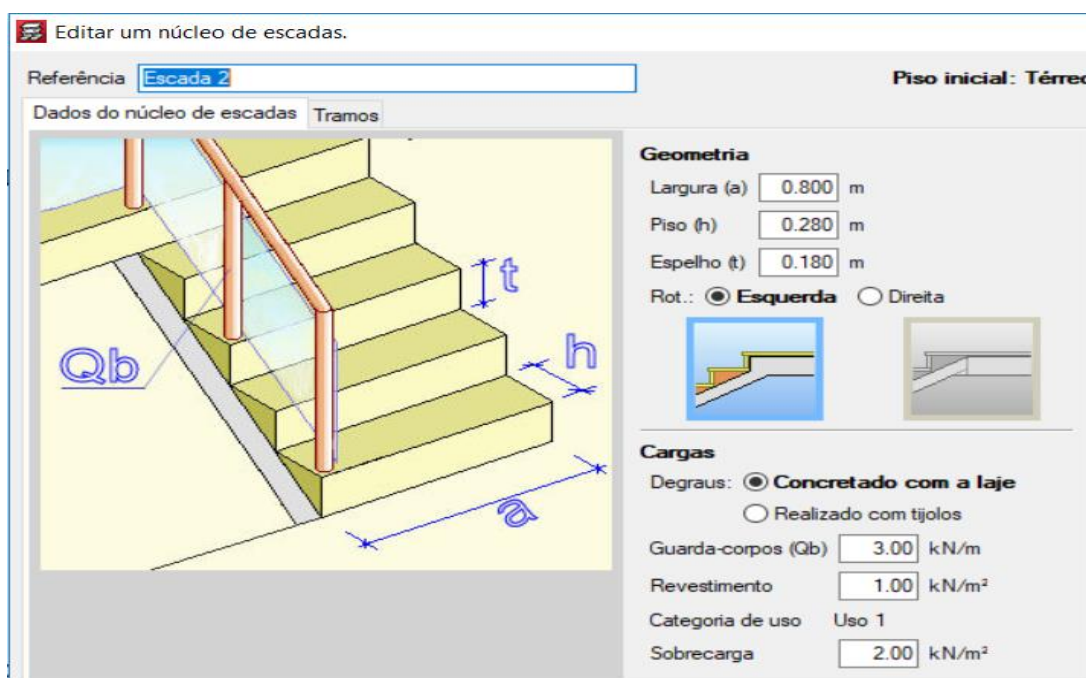
(c) Caixa d'água



Fonte: CYPECAD®, 2019.

Para a construção das escadas dos apartamentos que dão acesso do pavimento térreo ao pavimento 1, no projeto original e de ampliação, são construídas em concreto armado seguindo a ABNT (NBR 6118, 2014). As suas especificações é baseado no projeto estrutural onde que a largura dos degraus é de 0.80m, o piso de 0.28m e o espelho de 0.18m com o revestimento de 1kN/m<sup>2</sup> baseado na ANT (NBR 6120 – Cargas para cálculos de estruturas de edificações, 2019) e uma sobrecarga 2kN/m<sup>2</sup>. Na figura 51 é demonstrado seu modelo.

**Figura 51** - Escada.



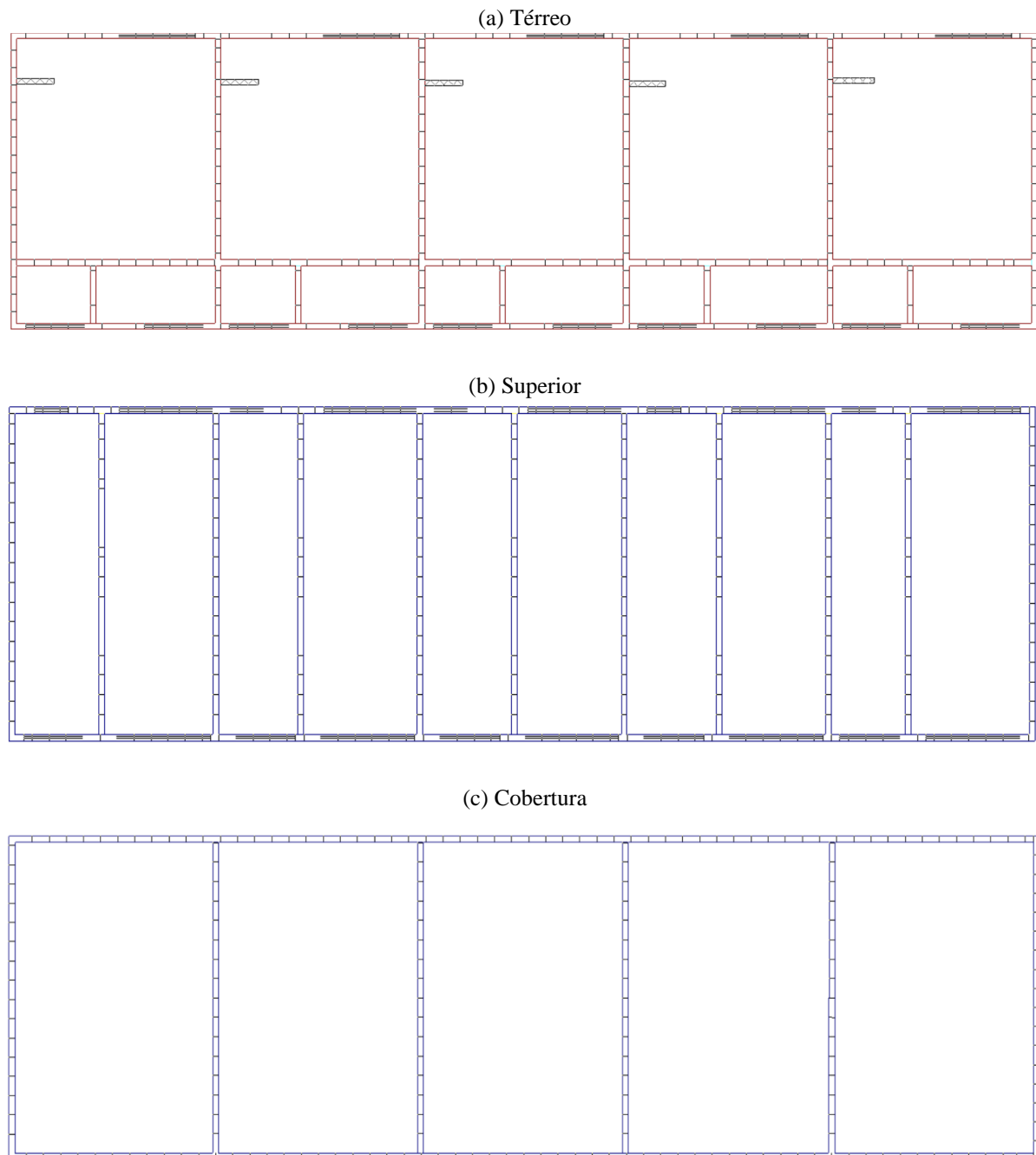
Fonte: CYPECAD®, 2019.

#### 4.4 – LANÇAMENTO ESTRUTURAL

Não se deve permitir a quebra de blocos da alvenaria estrutural, por isto é de suma importância no lançamento estrutural a modulação dos ambientes estejam conforme dimensões dos blocos utilizados. Para construções em alvenaria estrutural, existe sempre a necessidade da modulação do projeto em adequação com o projeto arquitetônico, devido os blocos de concreto terem tamanhos específicos e não poderem ser quebrados como tijolos de vedação, pois poderia causar alterações nas resistências.

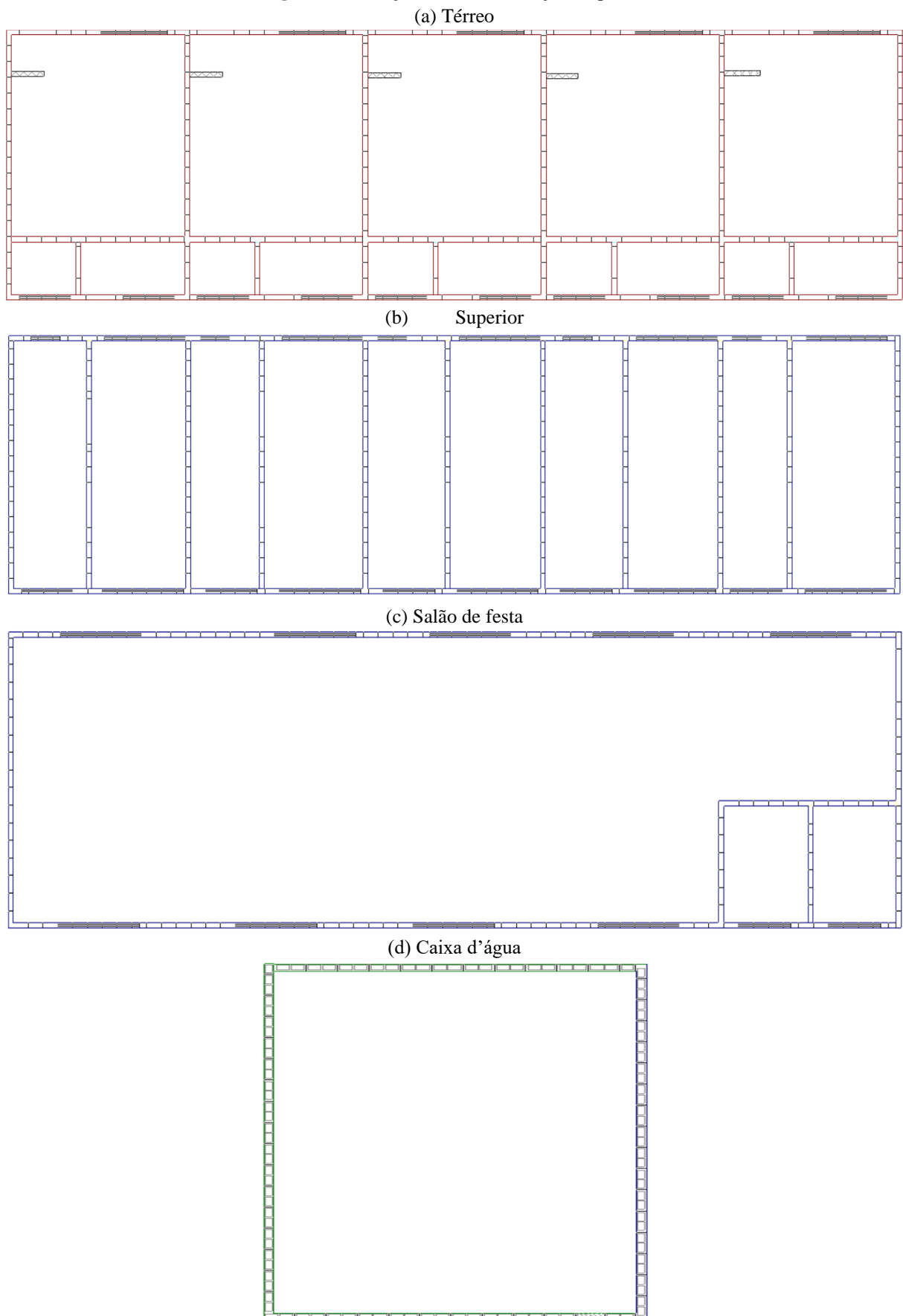
Ocorrendo sempre um estudo na viabilidade do projeto arquitetônico e a modulação do projeto, já evitam vários transtornos como, resolver as limitações existentes com os projetistas, interferências, para que não tenha que gastar mais tempo e dinheiro com as adaptações necessárias. O lançamento da parte resistente do edifício é apresentado na figura 52 para a edificação original e na figura 53 para a ampliação.



**Figura 52** - Lançamento da edificação original.

Fonte: CYPECAD®, 2019.

Pode-se observar nestes lançamentos que na edificação original e na edificação ampliada o diferencial estrutural é somente a partir do novo pavimento da cobertura (salão de festa) em que é retirado as paredes de vedação do pavimento de cobertura da estrutura original se tornando um salão de festas para a estrutura ampliada, e o novo pavimento da caixa d'água que inclusive fica acima somente de um dos apartamentos, onde o pavimento de cobertura possui algumas cortinas com o intuito de vedação e estrutural.

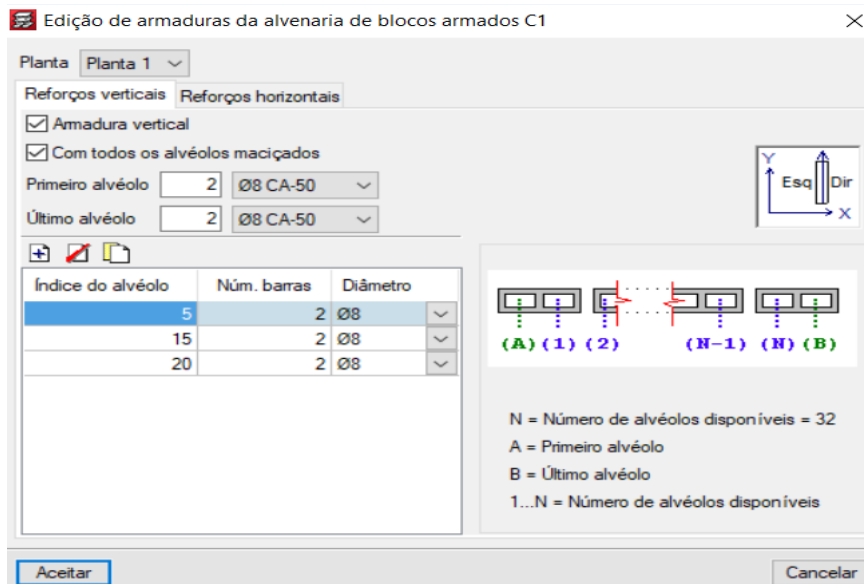
**Figura 53 - Lançamento da edificação ampliada**

O software CYPECAD®, gera as listas de armaduras verticais e horizontais, de acordo com as bitolas escolhidas, sendo horizontais de cintas-vergas, e verticais os grautes. Seguindo os critérios estruturais da edificação original, foram utilizadas as mesmas armaduras verticais, sendo duas barras de bitola  $\varnothing 8$  mm, sendo posicionadas nos alvéolos da cortina.

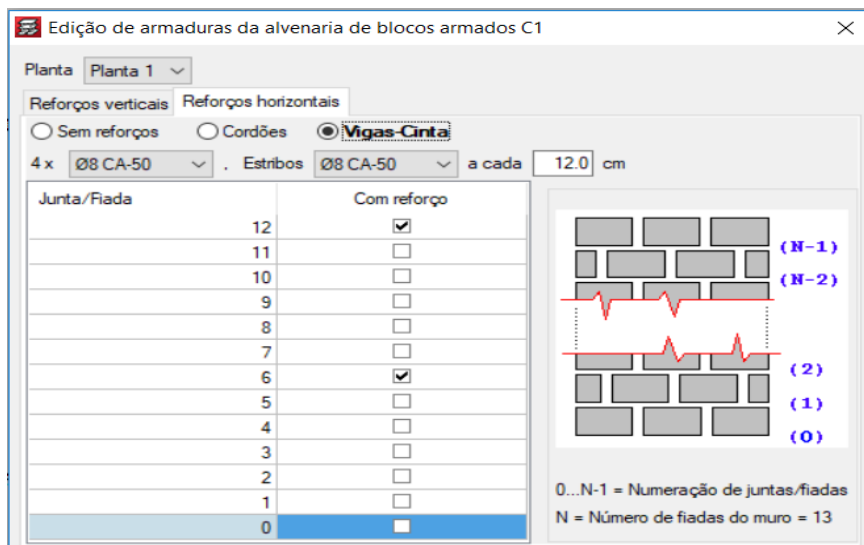
Caso seja necessária uma reforma ou a ampliação em estudo, é necessário serem feitos reforços estruturais, possivelmente colocando escoras bem apoiadas, por todo o período que seja necessário para fazer tal reforço, para que a estrutura não venha apresentar danificações durante a reforma ou ampliação, podendo até levar a edificação em colapso. Na figura 54 é representado as armaduras horizontais e verticais.

**Figura 54** - Armaduras verticais e horizontais.

(a) Vertical



(b) Horizontal



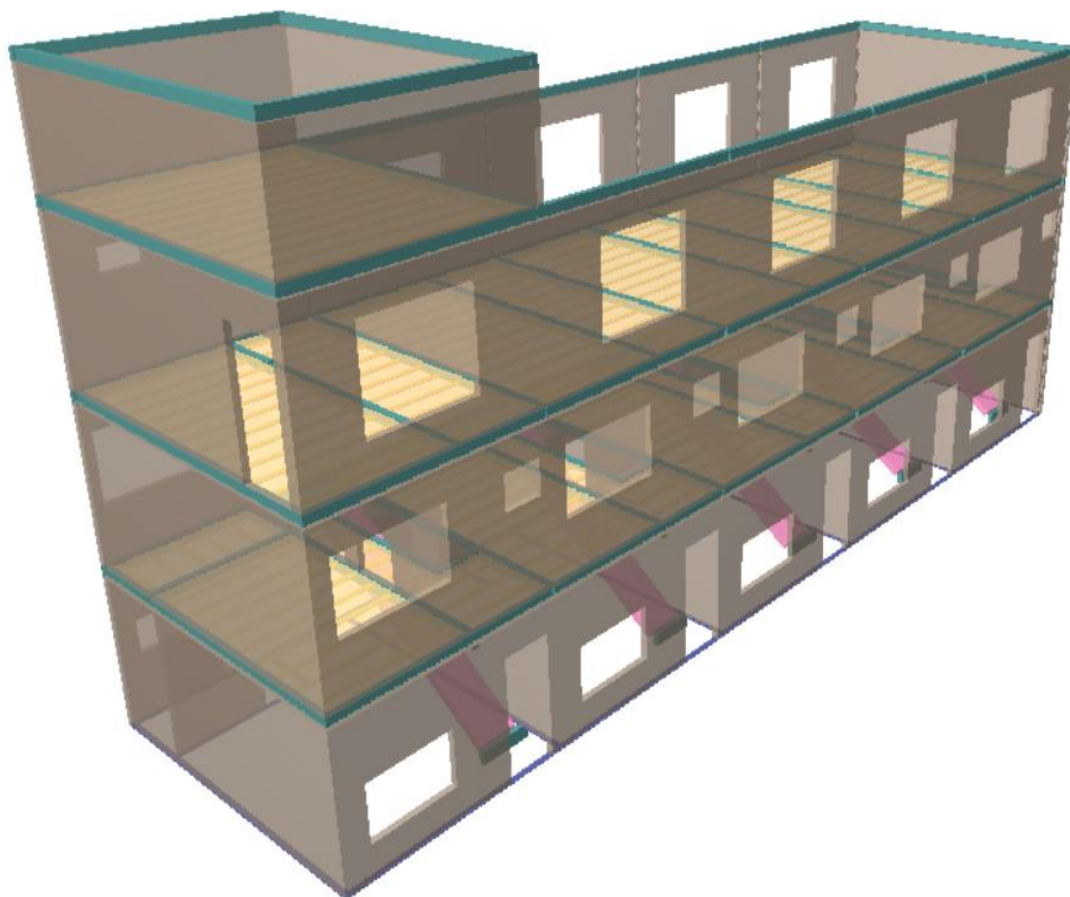
Fonte: CYPECAD®, 2019.

A visualização tridimensional da edificação está ilustrada na figura 55 da letra a letra f. Observa-se a introdução das cortinas de alvenaria, das aberturas, das lajes e fundações. No pavimento de ampliação da edificação, não será construído com uma laje no teto, portanto, será feito em estruturas metálicas e um gesso no acabamento externo, visando um melhor design e beleza por ser um salão de festas, o lado econômico por ser mais barato e o lado dos esforços estruturais no edifício por não necessitar de algo tão resistente acima devido que não terá solicitações.

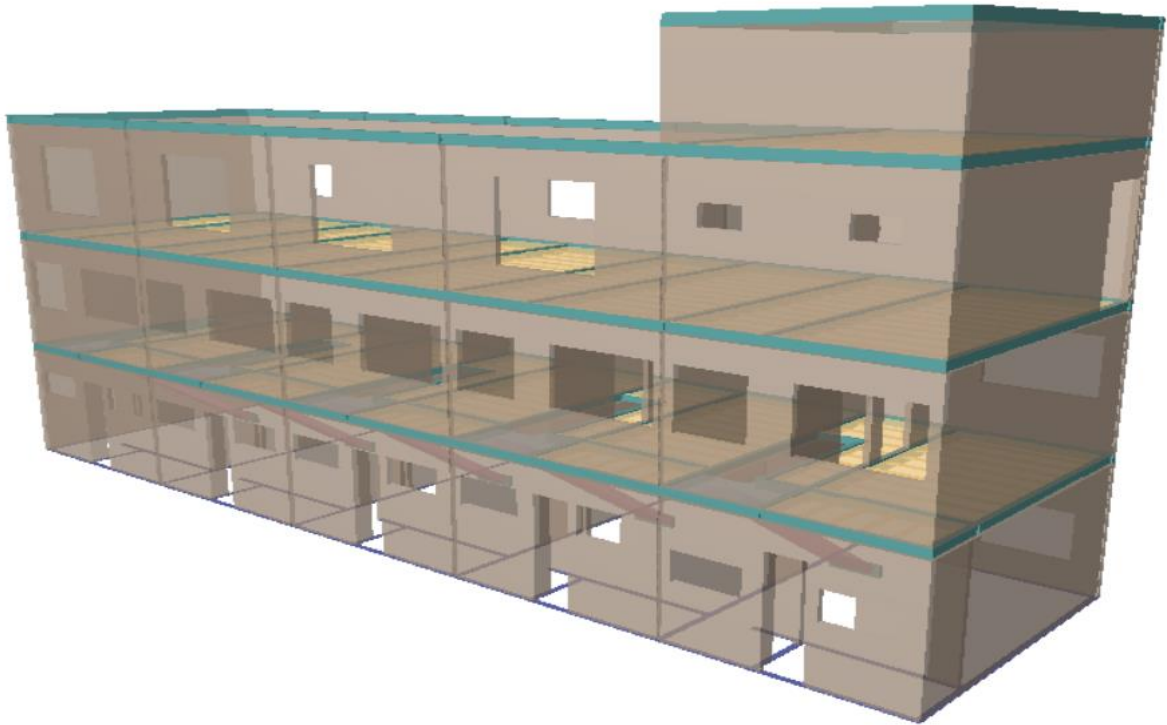
Para o acesso ao pavimento de ampliação da edificação, será construída uma escada também em estrutura metálica, colocada no lado externo e com sua própria fundação provavelmente independente, para que não venha a ter alterações nos esforços estruturais. A mesma será construída no lado externo, para que na zona de conforto de nenhum morador não haja falta de privacidade ou outras perturbações e a cobertura do salão de festas e da caixa d'água é optado em utilizar uma estrutura metálica como cobertura afim de não submeter se a estrutura a maiores esforços.

**Figura 55** - Estrutura em 3D.

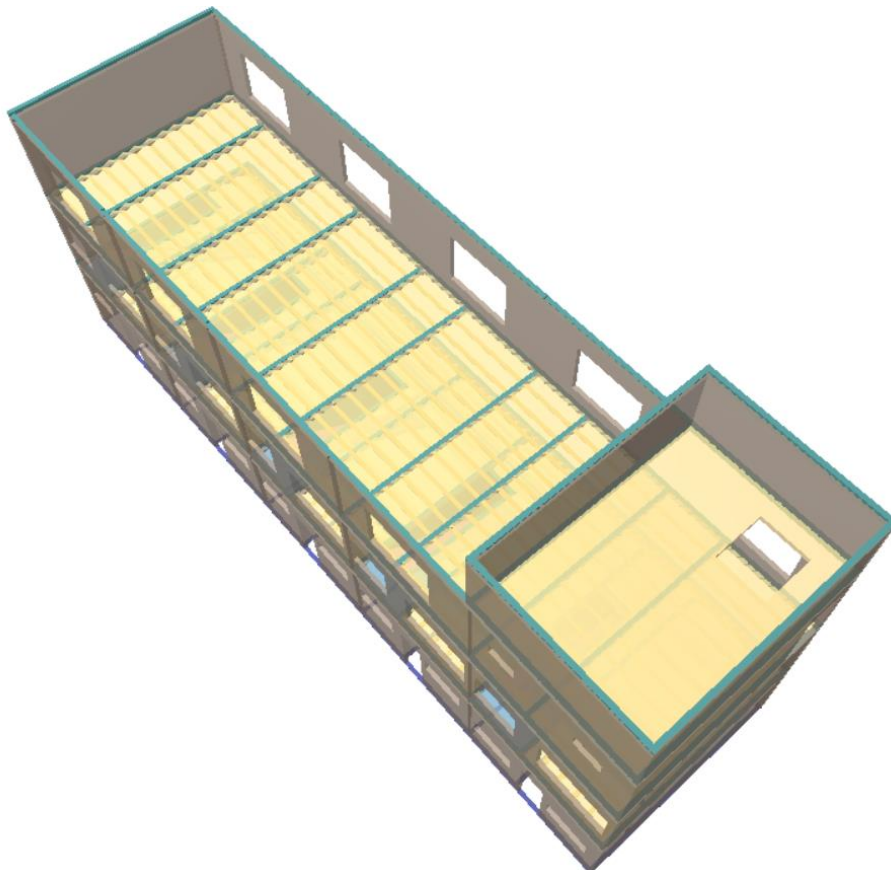
(a) Edificação ampliada – Parte Frontal



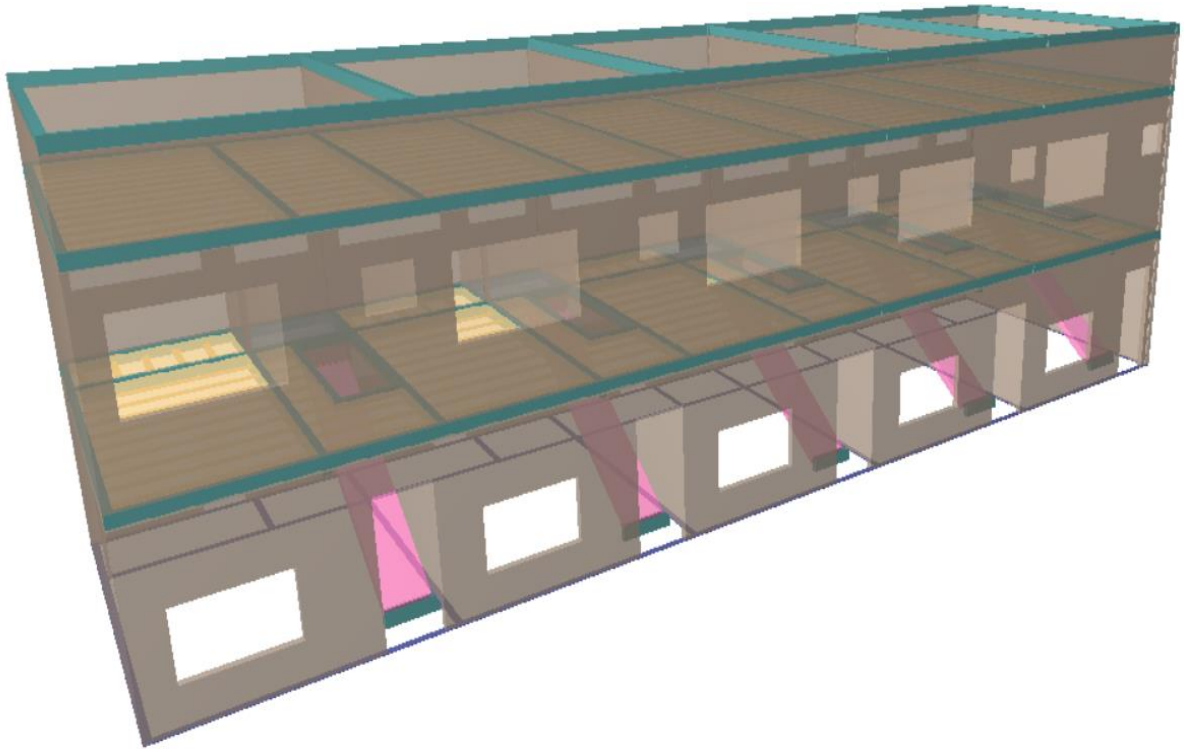
(b) Edificação ampliada – Parte posterior



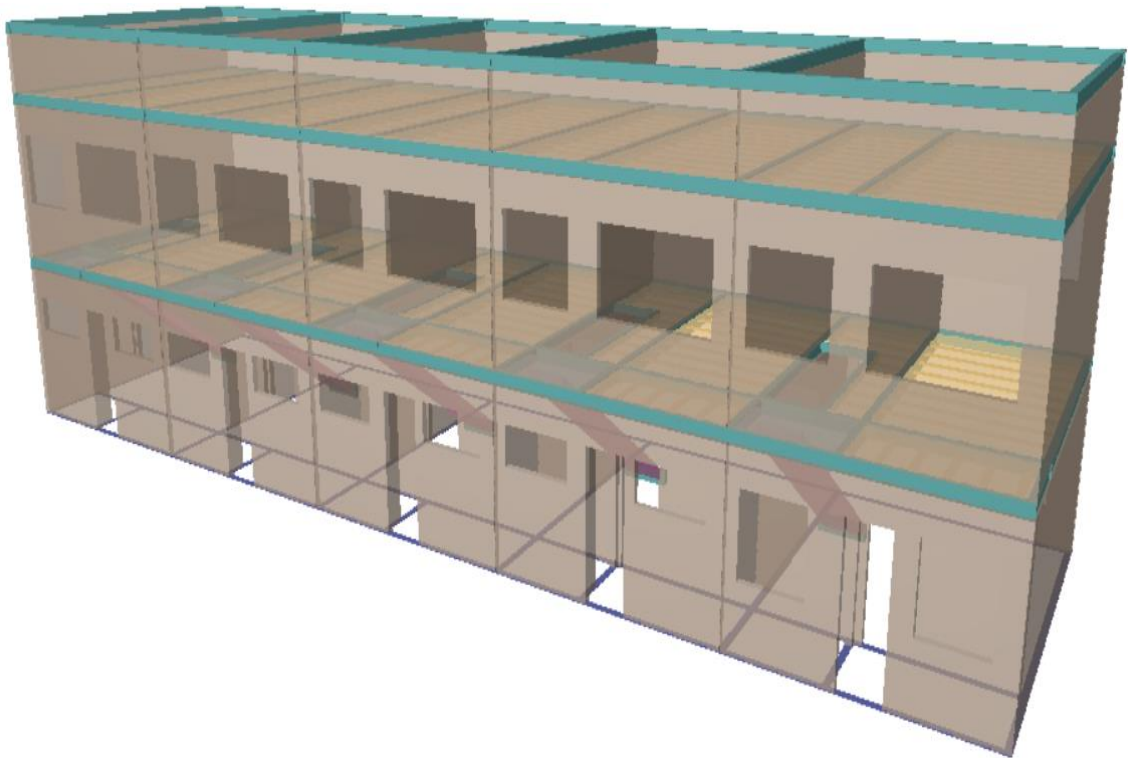
(c) Edificação ampliada – Cobertura



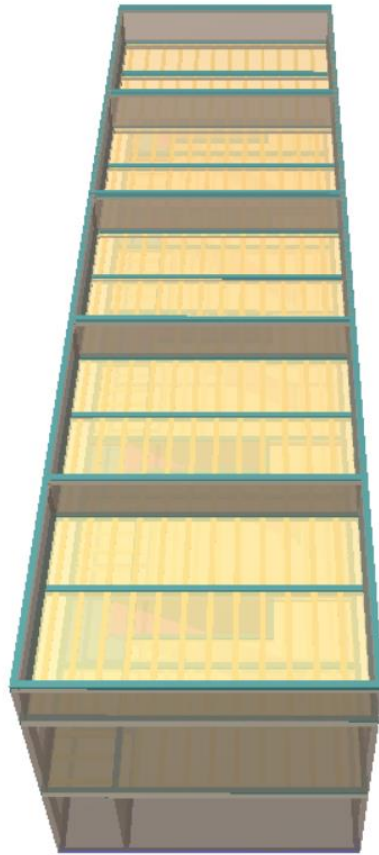
(d) Edificação original – Parte Frontal



(e) Edificação original – Parte posterior



(f) Edificação original – Cobertura



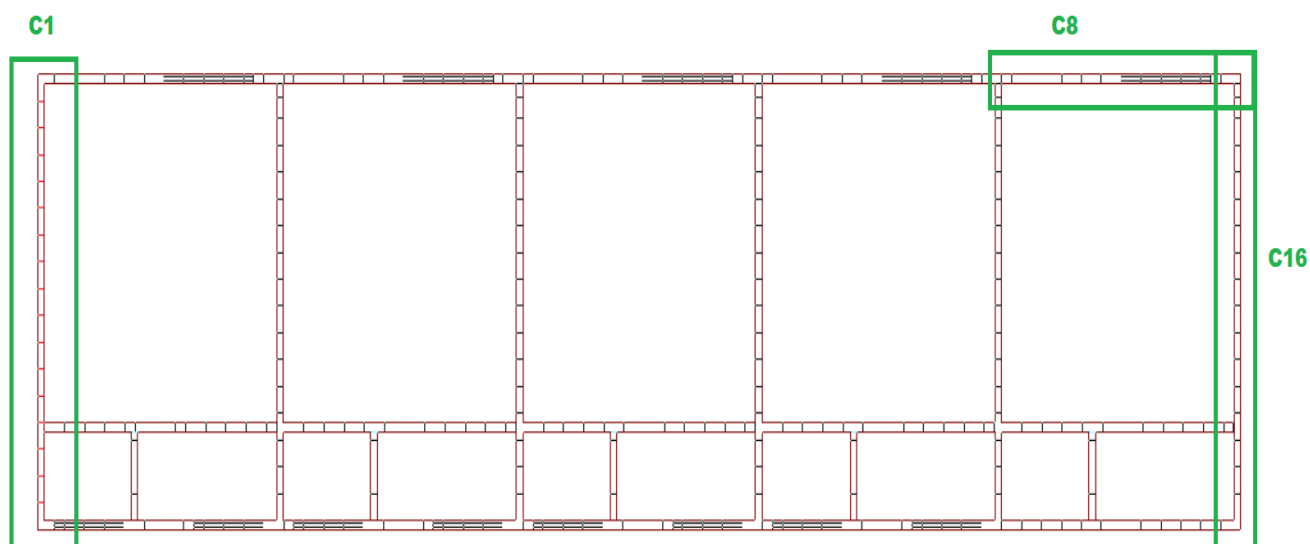
Fonte: CYPECAD ®, 2019.



## 5- RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo contém a análise de resultados e discussões deste trabalho de conclusão de curso. Após o lançamento estrutural da edificação a estrutura é processada e são gerados relatórios de verificações acusando-se os principais erros e sugestões de adequações. Para simplificação das análises, os resultados aqui discutidos são referentes às paredes do pavimento térreo, por ser mais solicitado e crítico para o dimensionamento. Logo após o processamento estrutural, foram verificadas as cortinas que obtiveram maiores esforços normais (N), sendo escolhidas as paredes C1, C8 e C16 (representadas na figura 56) para as análises deste capítulo.

**Figura 56 - Cortinas escolhidas**



Fonte: CYPECAD®, 2019.

Dentre os esforços avaliados nas cortinas estão os normais, com intuito de analisar se a resistência da estrutura é suficiente e também verificar se as cortinas estão tracionadas ou comprimidas. Outros esforços avaliados são os momentos fletores nas direções em X e Y, momentos torçores e também esforços cortantes.

### 5.1 ANÁLISE DA ESTRUTURAL ORIGINAL

Os dados da estrutura original foram obtidos a partir da análise da planta estrutural existente apresentada no anexo A. A estrutura original foi redimensionada utilizando-se o software CYPECAD® e avaliou-se as verificações normativas.



### 5.1.1 – Verificação da cortina na alvenaria estrutural

Verificando-se os parâmetros geométricos nos relatórios gerados pelo CYPECAD® ilustrados na tabela 14, observou-se que a espessura do muro, relação da altura e espessura do muro e espessuras das juntas verticais e horizontais atendem aos valores limites mínimos.

**Tabela 14 - Verificação geométrica C1, C8 e C16**

Verificação	Valores		Estado
	Mínimo	Calculado	
Espessura do Muro	100mm	115mm	Passa
Relação altura e espessura do muro	10	23.47	Passa
Espessura da junta vertical	8	10	Passa
Espessura da junta horizontal	8	11	Passa

Fonte: CYPECAD®, 2019.

### 5.1.2 – Relatório de cargas horizontais do vento

As cargas horizontais do vento estão apresentadas na tabela 15. Observa-se que a maior intensidade destas cargas está na direção y, pois existe maior área de paredes na direção x que por serem perpendiculares estão pressionadas pela ação do vento y.

**Tabela 15 - Cargas horizontais do vento**

Planta	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Pavimento 1	9.439	33.406
Pavimento 2	10.843	38.373
Cobertura	2.329	8.244

Fonte: CYPECAD®, 2019.

### 5.1.3 – Relatório dos esforços das cortinas

Nesse relatório estão presentes os esforços solicitantes normais, cisalhantes, flexão e torção. Nas tabelas 16 a 21 podem ser observados os esforços na extremidade inferior e superior nas cortinas C1, C8 e C16.

**Tabela 16 - Esforço da cortina C1 Base**

Cortina	Planta	Hipótese	Base					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C1	Pavimento 1	Peso próprio	159.3	0.0	6.5	0.0	0.8	0.0
		Cargas permanentes	17.8	0.0	2.7	0.0	0.1	0.0
		Sobrecarga	25.7	0.0	6.1	0.0	0.3	0.0
		Vento +X	1.3	0.0	0.4	0.0	0.5	0.0
		Vento -X	-1.3	0.0	-0.4	0.0	-0.5	0.0
		Vento +Y	0.5	0.0	3.7	0.0	5.7	0.0
		Vento -Y	-0.5	0.0	-3.7	0.0	-5.7	0.0

Fonte: CYPECAD @, 2019.

**Tabela 17 - Esforço da cortina C1 Extremidade superior**

Cortina	Planta	Hipótese	Extremidade Superior					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C1	Pavimento 1	Peso próprio	111.9	0.0	21.3	0.0	0.7	0.0
		Cargas permanentes	17.7	0.0	6.7	0.0	0.0	0.0
		Sobrecarga	25.4	0.0	14.7	0.0	0.0	0.0
		Vento +X	-1.2	0.0	0.2	0.0	0.5	0.0
		Vento -X	1.2	0.0	-0.2	0.0	-0.5	0.0
		Vento +Y	0.4	0.0	0.6	0.0	9.7	0.0
		Vento -Y	-0.4	0.0	-0.6	0.0	-9.7	0.0

Fonte: CYPECAD @, 2019.

**Tabela 18 - Representação da cortina C16 base.**

Cortina	Planta	Hipótese	Base					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C16	Pavimento 1	Peso próprio	173.5	0.0	53.3	0.0	0.1	0.0
		Cargas permanentes	21.2	0.0	9.1	0.0	0.0	0.0
		Sobrecarga	50.0	0.0	20.4	0.0	0.0	0.0
		Vento +X	0.0	0.0	0.3	0.0	0.3	0.0
		Vento -X	-0.0	0.0	-0.3	0.0	-0.3	0.0
		Vento +Y	1.6	0.0	22.1	0.0	10.1	0.0
		Vento -Y	-1.6	0.0	-22.1	0.0	-10.1	0.0

Fonte: CYPECAD @, 2019.

**Tabela 19** - Representação da cortina C16 extremidade superior.

Cortina	Planta	Hipótese	Extremidade superior					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C16	Pavimento 1	Peso próprio	134.1	0.0	33.4	0.0	0.1	0.0
		Cargas permanentes	21.6	0.0	8.4	0.0	0.0	0.0
		Sobrecarga	51.0	0.0	18.5	0.0	0.0	0.0
		Vento +X	0.0	0.0	0.6	0.0	0.3	0.0
		Vento -X	-0.0	0.0	-0.6	0.0	-0.3	0.0
		Vento +Y	0.7	0.0	5.2	0.0	10.1	0.0
		Vento -Y	-0.7	0.0	-5.2	0.0	-10.1	0.0

Fonte: CYPECAD®, 2019.

**Tabela 20** – Esforço da cortina C8 base.

Cortina	Planta	Hipótese	Base					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C8	Pavimento 1	Peso próprio	91.2	7.4	0.0	4.3	0.0	0.0
		Cargas permanentes	10.1	2.1	0.0	0.7	0.0	0.0
		Sobrecarga	24.4	5.0	0.0	1.8	0.0	0.0
		Vento +X	0.9	0.6	0.0	0.8	0.0	0.0
		Vento -X	-0.9	-0.6	0.0	-0.8	0.0	0.0
		Vento +Y	3.4	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
		Vento -Y	-3.4	-0.3	0.0	-0.0	0.0	0.0

Fonte: CYPECAD®, 2019.

**Tabela 21** - Esforço da cortina C8 extremidade superior.

Cortina	Planta	Hipótese	Extremidade Superior					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C8	Pavimento 1	Peso próprio	68.8	19.7	0.0	2.6	0.0	0.0
		Cargas permanentes	10.3	-3.8	0.0	0.2	0.0	0.0
		Sobrecarga	24.9	-9.3	0.0	0.3	0.0	0.0
		Vento +X	0.4	-0.4	0.0	0.8	0.0	0.0
		Vento -X	-0.4	0.4	0.0	-0.8	0.0	0.0
		Vento +Y	3.4	0.4	0.0	-0.0	0.0	0.0
		Vento -Y	-3.4	-0.4	0.0	0.0	0.0	0.0

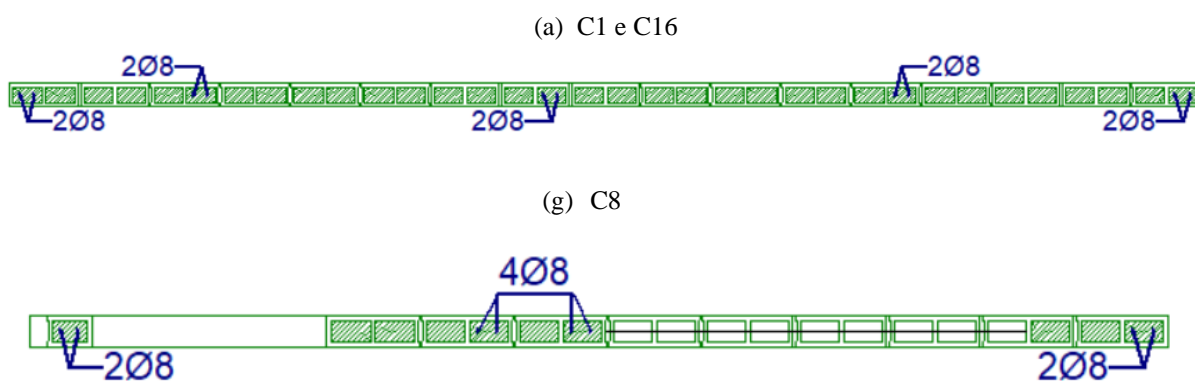
Fonte: CYPECAD®.

Observa-se em todas as paredes que os esforços de torção são nulos e os esforços normais devido ao peso próprio são maiores na base. Notou-se que a cortina C8, que tem seu comprimento ao longo em X, absorve os efeitos do vento em X. Resultou na sollicitação de momento fletor nulo na direção de Y, valor não desprezível na direção de X e também no cisalhamento em X devido ao efeito do diafragma rígido no qual as lajes passam os esforços de cisalhamento para as paredes nesta direção. Já para as cortinas na direção de Y, C1 e C16, observa-se o mesmo comportamento absorvendo os efeitos do vento na direção de Y. Isso porque o sistema estrutural funciona como um diafragma rígido no qual as lajes transmitem o carregamento de vento naquela direção para as paredes na mesma direção do vento.

#### 5.1.4 – Relatório das armaduras verticais e horizontais da estrutura original

O engenheiro estrutural optou em utilizar, na estrutura original, as armaduras verticais com duas barras de bitola  $\varnothing 8$  mm, sendo posicionadas em 5 alvéolos nas cortinas em X e 4 alvéolos nas cortinas em Y. A representação da armadura vertical na cortina C1, C8 e C16 pode ser visualizada na figura 57, na qual é estabelecido 2 barras de  $\varnothing 8$ mm, para os 1°, 5°, 15°, 25° e último alvéolos e 2 barras de  $\varnothing 8$ mm, para os 1°, 4° e 6° e o último alvéolo na cortina C8.

**Figura 57** - Representação da armadura vertical C1, C8 e C16.

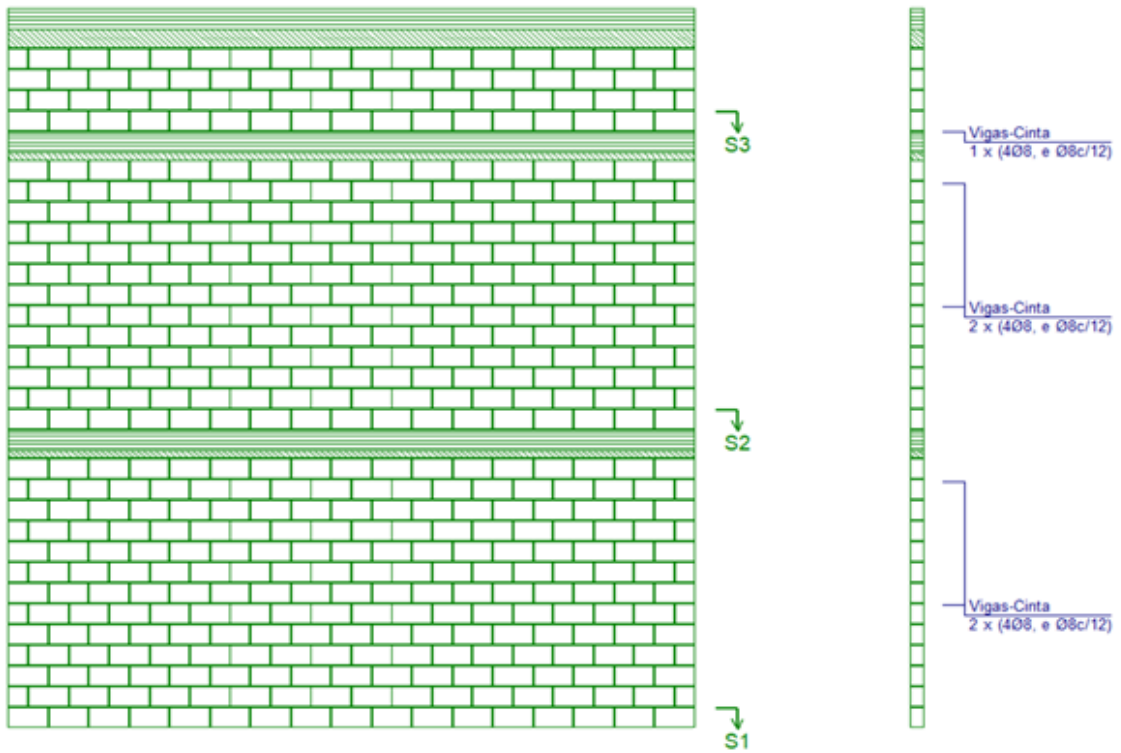


Fonte: CYPECAD®, 2019.

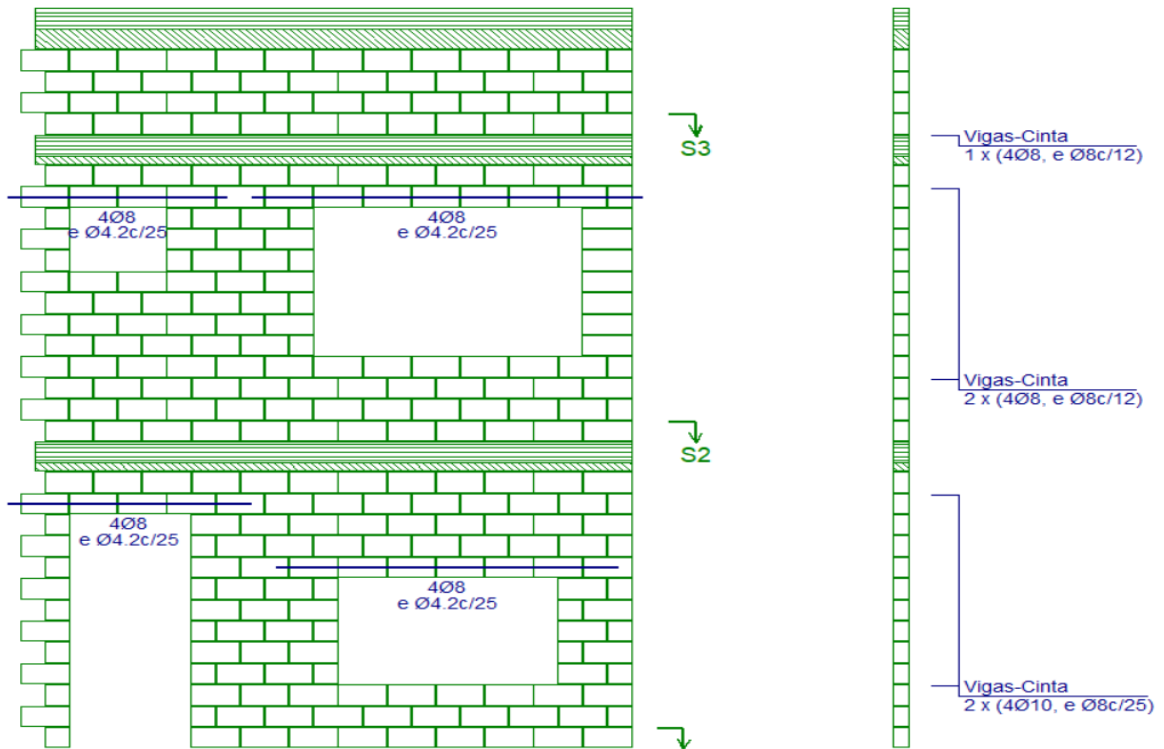
Nas armaduras horizontais optou-se em utilizar 2 armaduras de  $\varnothing 8$  mm nas cintas de amarração representada na figura 58.

**Figura 58** - Representação da armadura horizontal

(a) C1 e C16



(b) C8



### 5.1.5 – Verificações do E.L.U

A verificação do E.L.U na estrutura original, tem como objeto o afastamento da possibilidade de ruína da estrutura e seu estado em serviço segundo a ABNT (NBR 6118,2014).

Na tabela 22, observa-se a verificação de resistência. Verifica-se que as armaduras mínimas e máxima estão dentro do padrão normativo. Verifica-se ainda que os coeficientes de aproveitamento  $\eta$  para o estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (Q) e estado limite de ruptura frente a solicitações normais (N e M), ambos referidos ao centro da gravidade da secção transversal da alvenaria, tem valor percentual inferior a 1, como recomendam pelas equações 13 e 16. Observa-se ainda que o estado limite por torção (T) teve resposta nula. O que era de se esperar por não haver efeitos de torção ilustrados nas tabelas 16 a 21.

**Tabela 22** - Verificação de resistência

<b>Verificação de resistência (ABNT NBR 6118,2014).</b>					
<b>CORTINA</b>	<b>Disposição</b>	<b>Armadura</b>	<b>Q</b>	<b>N, M</b>	<b>T</b>
C1	Passa	Passa	$\eta = 5.3$	$\eta = 21.4$	Nula
C8	Passa	Passa	$\eta = 5.6$	$\eta = 20.9$	Nula
C16	Passa	Passa	$\eta = 3.2$	$\eta = 13.7$	Nula

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

Avaliou-se, na tabela 23, o estado limite de fissuração. O qual atende as prescrições normativas para o  $W_{k,F,sup}$ , (Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior), o  $W_{k,F,Lat.Dir}$ . (Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita), também o  $W_{k,F,inf}$ . (Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior) e o  $W_{k,F,Lat.Esq}$ . (Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda) .

**Tabela 23** - Verificação de fissuração.

<b>Verificação de fissuração (ABNT NBR 6118,2014).</b>				
<b>CORTINA</b>				
	<b>Wk,f,sup.</b>	<b>Wk,f,Lat. Dir.</b>	<b>Wk,f,inf.</b>	<b>Wk,f, lat. Esq.</b>
C1	Passa	Passa	Passa	Passa
C8	Passa	Passa	Passa	Passa
C16	Passa	Passa	Passa	Passa

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

## 5.2 – ANÁLISE DA ESTRUTURA AMPLIADA

É importante ressaltar que, inicialmente, foi necessário o aumento da resistência dos blocos utilizados na estrutura inicial de 4 MPa para 5 MPa. Os quais apresentando uma resistência de 4 MPa haveria risco para a estrutura e um gasto maior com armações adicionais nas paredes para suportar o carregamento da edificação ampliada. Este é um indicativo inicial da importância da previsão de ampliação e que esta edificação original não estaria apta a receber este novo carregamento.

### 5.2.1 - Verificação da cortina de alvenaria estrutural

Seguindo o mesmo caminho na verificação da estrutura original acima, a estrutura ampliada é passada pelos mesmos parâmetros. Obtendo-se sucesso nas verificações geométricas das cortinas C1, C8 e C16 representada na tabela 24.

**Tabela 24** – Verificação geométrica da C1, C8 e C16.

<b>Verificação</b>	<b>Valores</b>		<b>Estado</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>Calculado</b>	
Espessura do Muro	100mm	115mm	Passa
Relação altura e espessura do muro	10	23.47	Passa
Espessura da junta vertical	8	10	Passa
Espessura da junta horizontal	8	11	Passa

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

### 5.2.2- Relatório de cargas horizontais do vento

As cargas horizontais do vento estão apresentadas na tabela 25. Observa-se que a maior intensidade destas cargas está na direção y, pois existe maior área de paredes na direção x que por serem perpendiculares estão pressionadas pela ação do vento y.

**Tabela 25-** Verificação das cargas horizontais do vento.

<b>Planta</b>	<b>Vento X (kN)</b>	<b>Vento Y (kN)</b>
Pavimento 1	9.439	33.406
Pavimento 2	10.843	38.373
Salão de festa	9.934	35.517
Caixa D'Água	4.226	14.956

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

**5.2.3 – Relatório dos esforços das cortinas.**

Nesse relatório estão presentes os esforços solicitantes normais, cisalhantes, flexão e torção. Nas tabelas 26 a 31 podem ser observados os esforços na extremidade inferior e superior nas cortinas C1, C8 e C16, respectivamente.

**Tabela 26 -** Esforços das cortinas C1 base (ABNT NBR 15961-1).

<b>Cortina</b>	<b>Planta</b>	<b>Hipótese</b>	<b>Base</b>					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C1	Pavimento 1	Peso próprio	194.5	0.0	9.4	0.0	0.6	0.0
		Cargas permanentes	27.0	0.0	9.1	0.0	0.1	0.0
		Sobrecarga	26.5	0.0	7.0	0.0	0.1	0.0
		Vento +X	2.6	0.0	2.2	0.0	0.5	0.0
		Vento -X	-2.6	0.0	-2.2	0.0	-0.5	0.0
		Vento +Y	0.1	0.0	21.8	0.0	8.2	0.0
		Vento -Y	-0.1	0.0	-21.8	0.0	-8.2	0.0

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

**Tabela 27 -** Esforços das cortinas C1 extremidade superior (ABNT NBR 15961-1).

<b>Cortina</b>	<b>Planta</b>	<b>Hipótese</b>	<b>Extremidade Superior</b>					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C1	Pavimento 1	Peso próprio	147.1	0.0	34.8	0.0	0.6	0.0
		Cargas permanentes	27.0	0.0	8.9	0.0	0.1	0.0
		Sobrecarga	26.5	0.0	7.3	0.0	0.1	0.0
		Vento +X	2.6	0.0	3.8	0.0	0.5	0.0
		Vento -X	-2.6	0.0	-3.8	0.0	-0.5	0.0
		Vento +Y	0.1	0.0	2.0	0.0	8.2	0.0
		Vento -Y	-0.1	0.0	-2.0	0.0	-8.2	0.0

Fonte: CYPECAD ®, 2019.



**Tabela 28** - Esforços das cortinas C16 base (ABNT NBR 15961-1, 2011).

Cortina	Planta	Hipótese	Base					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN )	Qy (kN)	T (kNm)
C16	Pavimento 1	Peso próprio	261.6	0.0	71.3	0.0	0.3	0.0
		Cargas permanentes	51.7	0.0	1.5	0.0	0.2	0.0
		Sobrecarga	57.5	0.0	9.6	0.0	0.3	0.0
		Vento +X	0.2	0.0	1.0	0.0	0.3	0.0
		Vento -X	-0.2	0.0	-1.0	0.0	-0.3	0.0
		Vento +Y	1.7	0.0	81.1	0.0	22.8	0.0
		Vento -Y	-1.7	0.0	-81.1	0.0	-22.8	0.0

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

**Tabela 29** - Esforços das cortinas C16 extremidade superior (ABNT NBR 15961-1, 2011).

Cortina	Planta	Hipótese	Extremidade superior					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN )	Qy (kN)	T (kNm)
C16	Pavimento 1	Peso próprio	216.8	0.0	46.1	0.0	0.3	0.0
		Cargas permanentes	52.0	0.0	2.6	0.0	0.2	0.0
		Sobrecarga	57.6	0.0	8.5	0.0	0.3	0.0
		Vento +X	0.4	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0
		Vento -X	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.3	0.0
		Vento +Y	1.5	0.0	16.3	0.0	22.8	0.0
		Vento -Y	-1.5	0.0	-16.3	0.0	-22.8	0.0

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

**Tabela 30** - Esforço das cortinas C8 base (ABNT NBR 15961-1, 2011).

Cortina	Planta	Hipótese	Base					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C8	Pavimento 1	Peso próprio	118.6	20.2	0.0	5.1	0.0	0.0
		Cargas permanentes	17.8	2.8	0.0	0.9	0.0	0.0
		Sobrecarga	25.6	5.6	0.0	1.5	0.0	0.0
		Vento +X	2.5	2.2	0.0	1.7	0.0	0.0
		Vento -X	-2.5	-2.2	0.0	-1.7	0.0	0.0
		Vento +Y	16.5	1.8	0.0	1.0	0.0	0.0
		Vento -Y	-16.5	-1.8	0.0	-1.0	0.0	0.0

Fonte: CYPECAD ®, 2019.

**Tabela 31** - Esforços das cortinas C8 extremidade superior (ABNT NBR 15961-1,2011).

Cortina	Planta	Hipótese	Extremidade Superior					
			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kNm)
C8	Pavimento 1	Peso próprio	97.8	23.4	0.0	3.3	0.0	0.0
		Cargas permanentes	18.5	5.5	0.0	0.5	0.0	0.0
		Sobrecarga	26.4	9.5	0.0	-0.9	0.0	0.0
		Vento +X	1.3	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0
		Vento -X	-1.3	0.0	0.0	-1.8	0.0	0.0
		Vento +Y	17.6	2.8	0.0	1.5	0.0	0.0
		Vento -Y	-17.6	-2.8	0.0	-1.5	0.0	0.0

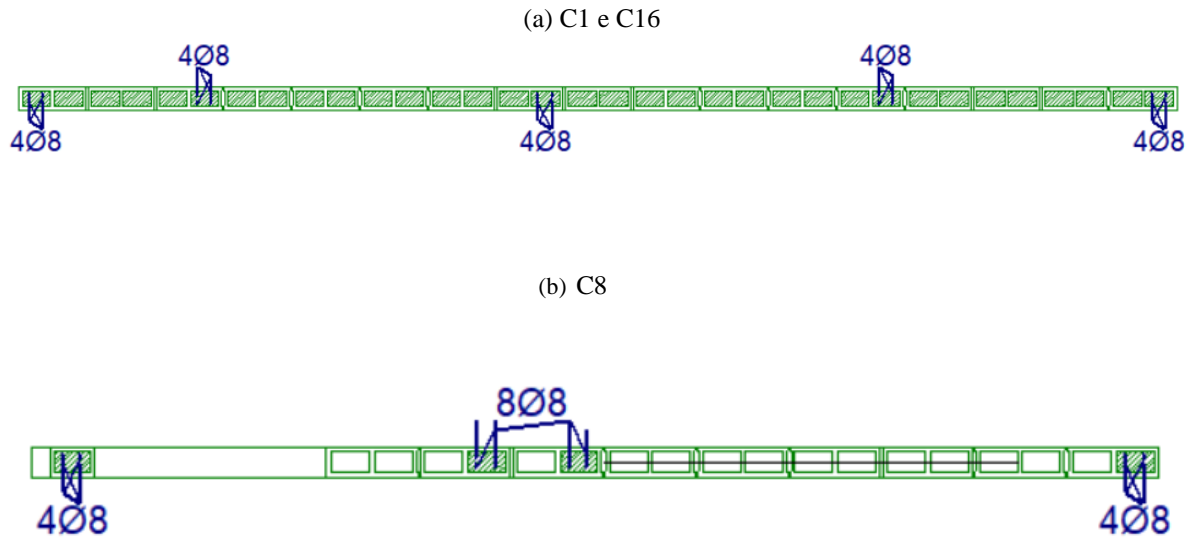
Fonte: CYPECAD ®, 2019.

Há um aumento dos esforços com o novo pavimento gerando assim uma maior carga, entretanto os esforços de torção continuam sendo nulos. Seguindo os mesmos parâmetros de análise da estrutura original, em que os momentos em X são nulos devido estarem absorvendo os efeitos do vento em X, resulta-se na solicitação de momento fletor nulo na direção de Y e os momentos em Y são nulos por estarem absorvendo os efeitos do vento Y, resultando na solicitação de momento fletor nulo na direção X.

#### 5.2.4 – Relatório das armaduras verticais e horizontais.

Nas armaduras verticais são descritas falhas, ocorrendo uma divergência insuficiência geométrica mínima necessária de no mínimo 0.001 com o valor calculado sendo 0.0004 não passando neste critério de dimensionamento. Para uma solução é necessário um aumento de número de barras em cada alvéolo das paredes. Então faz-se necessário uma mudança nas armaduras verticais das cortinas C1, C8 e C16 alterando-se de 2 barras de Ø 8mm para 4 barras de Ø 8mm, considerando se então para a cortina C1 e C16 o aumento de número de barras nos alvéolos 1°, 5°, 15°, 25° e último alvéolos e na cortina C8 o aumento de número de barras nos alvéolos 1°, 4° e 6° e o ultimo alvéolo . Representação das armaduras verticais na figura 59.

**Figura 59** - Representação das armaduras verticais



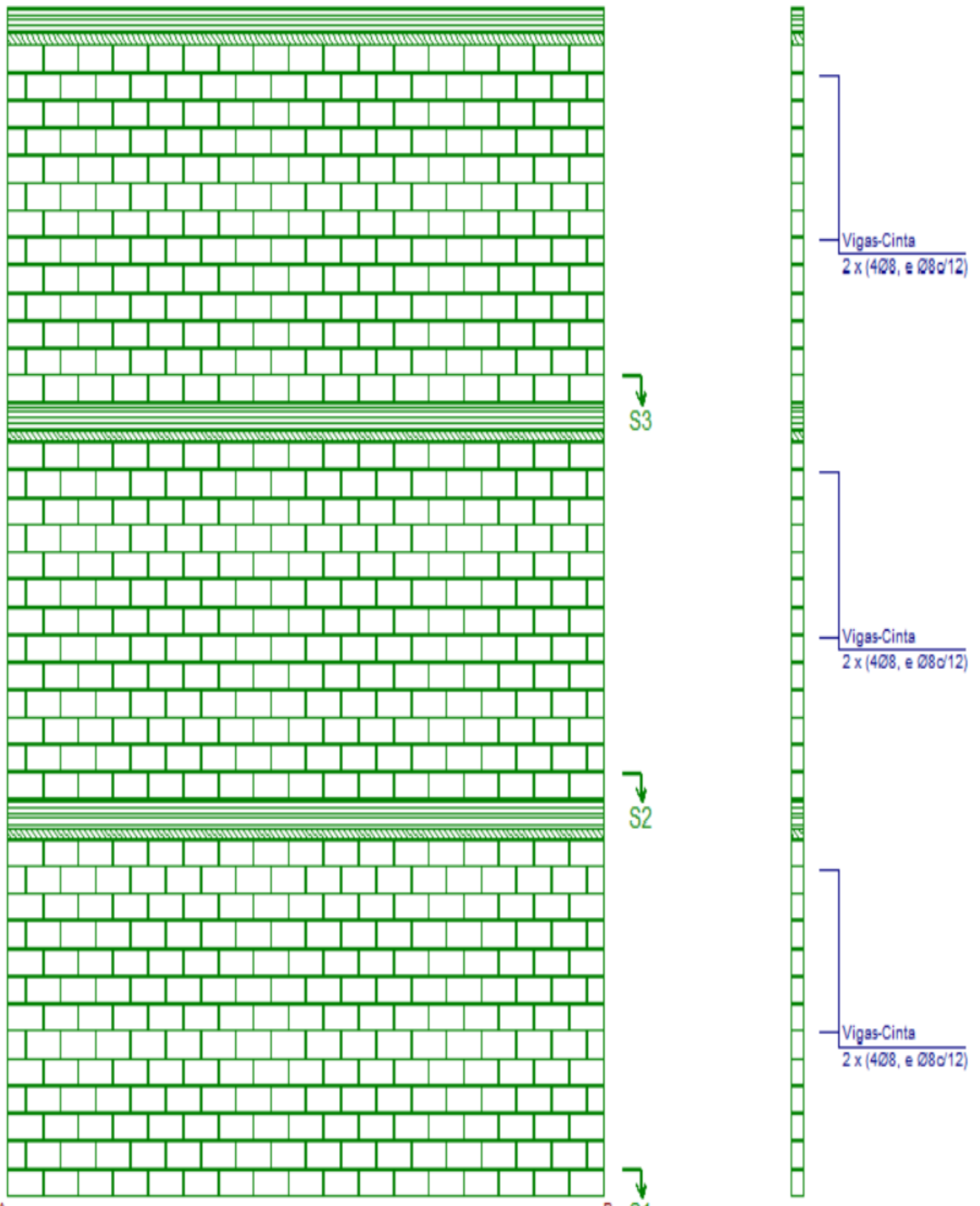
Fonte: CYPECAD®, 2019.

Percebe-se que o CYPECAD® nas armaduras horizontais, ele aponta que a mesma pode ser aprazível para uma futura reforma ou ampliação, o detalhamento das armaduras horizontais (Cintas-Vergas) é então suficiente estruturalmente, apresentando 2 barras de Ø8mm. Entretanto foi adicionado contra vergas nas aberturas para que tivesse um menor risco de fissuração, devido a nova carga do pavimento aumentar o risco de prováveis fissurações nas aberturas com o tempo. Representado nas figuras 60 para as três cortinas.

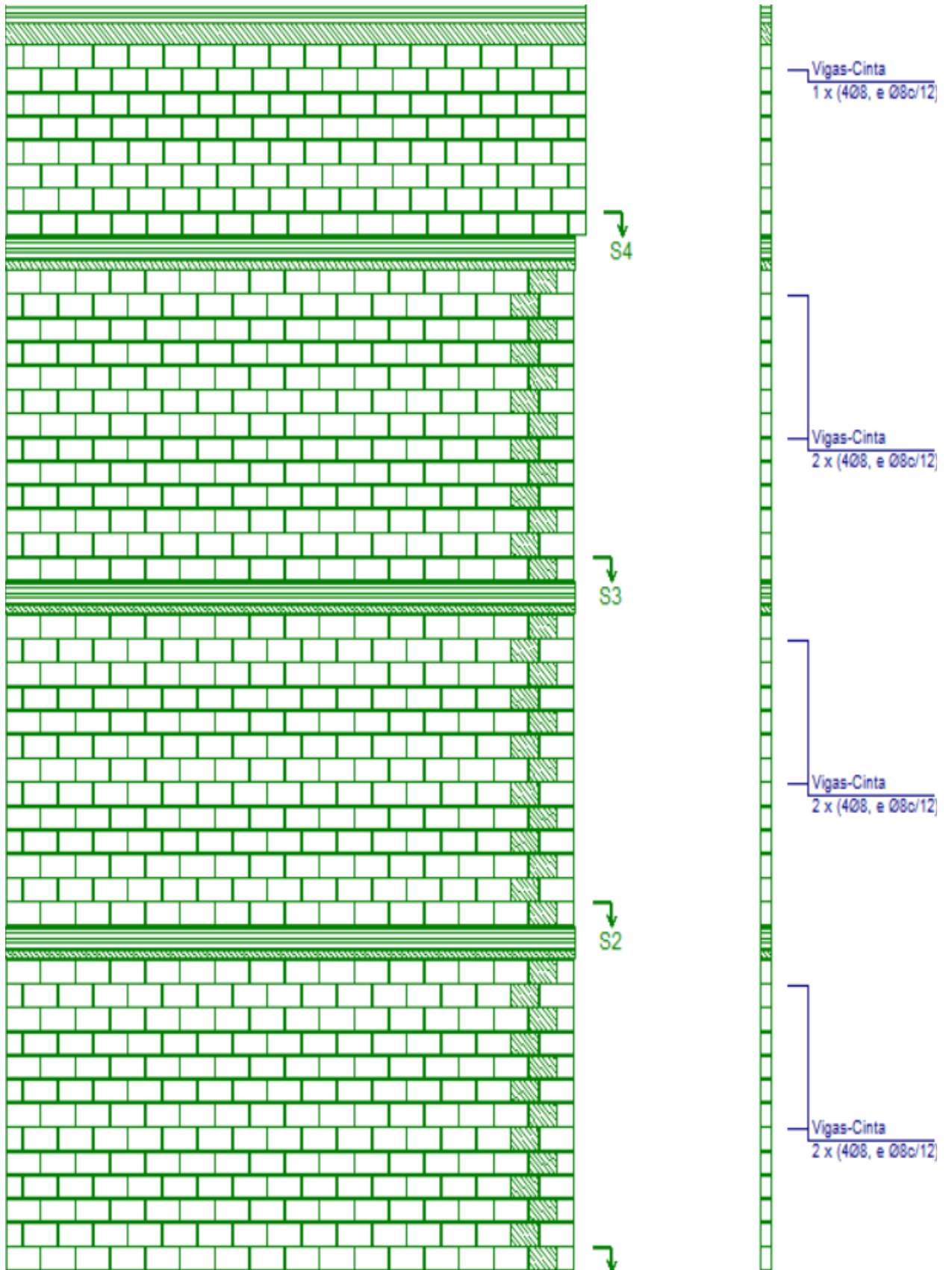
Ressalta-se que estas armaduras a serem adicionadas para melhorar as características mecânicas representam grandes dificuldade práticas de serem executadas nesta edificação já existente. Exigiriam-se quebras, o que não é permitido pela segurança da estrutura, e escoramentos de difícil execução que poderiam ocasionar em acidentes trágicos à edificação.

**Figura 60** - Representação das armaduras horizontais

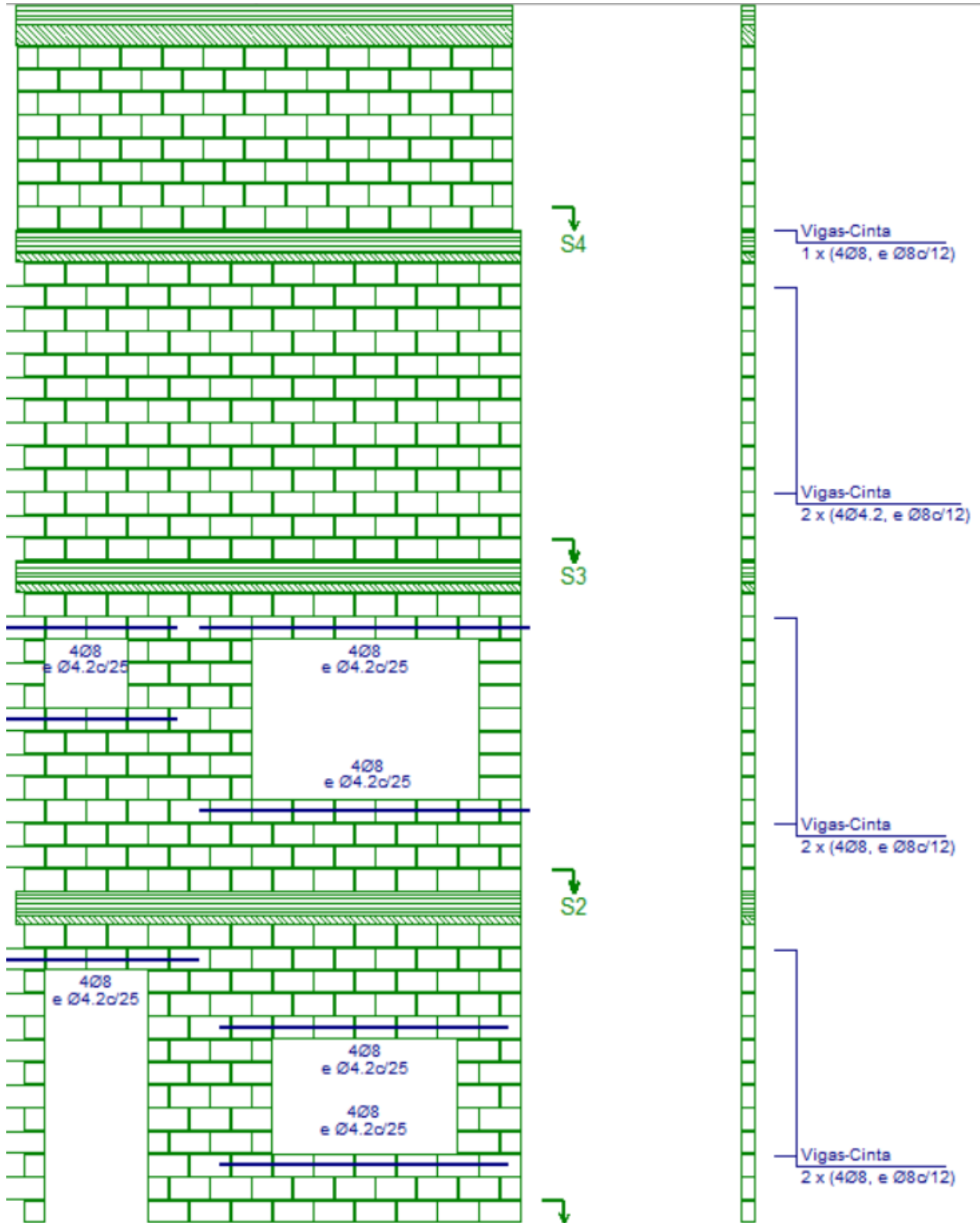
(a) C1



(b) C16



(c) C8



Fonte: CYPECAD®, 2019.

### 5.2.5 – Verificações do E.L.U

A verificação do E.L.U. na estrutura ampliada tem o mesmo fundamento da verificação na estrutura original, fazer um dimensionamento que leve em consideração a capacidade de ruína dos materiais. O software CYPECAD® gera os mesmos 2 relatórios envolvendo a verificação das resistências e verificação das fissurações.

Na tabela 32, observa-se que a verificação da resistência segue os mesmos parâmetros de análise e apresentação dos dados da estrutura original com os coeficientes de aproveitamento em atendimento aos valores recomendados.

**Tabela 32 - Verificação de resistência.**

<b>Verificação de resistência (ABNT NBR 6118,2014).</b>					
<b>CORTINA</b>	<b>Disposição</b>	<b>Armadura</b>	<b>Q</b>	<b>N, M</b>	<b>T</b>
C1	Passa	Passa	$\eta = 5.9$	$\eta = 22.9$	Nula
C8	Passa	Passa	$\eta = 6.0$	$\eta = 21.3$	Nula
C16	Passa	Passa	$\eta = 3.5$	$\eta = 14.0$	Nula

Fonte: CYPECAD®, 2019.

Na verificação de fissuração ilustrado na tabela 33 pode-se constatar a presença de fissurações indevidas com a utilização do bloco de 4MPa devido ao novo índice de carga. Para atendimento a este critério, fez-se necessário o aumento da resistência do bloco para 5MPa ocasionando-se então no atendimento desta verificação.

**Tabela 33 - Verificação de fissuração**

<b>Verificação de fissuração (ABNT NBR 6118,2014).</b>				
<b>CORTINA</b>	<b>Wk,f,sup.</b>	<b>Wk,f,Lat. Dir.</b>	<b>Wk,f,inf.</b>	<b>Wk,f, lat. Esq.</b>
C1	Passa	Passa	Passa	Passa
C8	Passa	Passa	Passa	Passa
C16	Passa	Passa	Passa	Passa

Fonte: CYPECAD®, 2019.

### 5.3 – COMPARAÇÃO ENTRE A ESTRUTURA EXISTENTE E A AMPLIADA.

Após as análises das estruturas ampliada e original, é possível notar algumas divergências em relação aos esforços e também em relação a alguns aspectos construtivos. Em que algumas verificações exigiram modificações de resistência dos blocos estruturais e armaduras, para que possa se alcançar uma estrutura suficiente para suportar a nova carga de um novo pavimento mais um reservatório de água.

#### 5.3.1 – Comparações das verificações nas cortinas

Na comparação das verificações nas cortinas da análise estrutural, percebe-se que os valores são iguais nas duas verificações, onde que os valores do dimensionamento geométrico são idênticos nas duas estruturas, em que somente diversificam a construção de um pavimento, mas não alterando os valores das tabelas apresentadas.

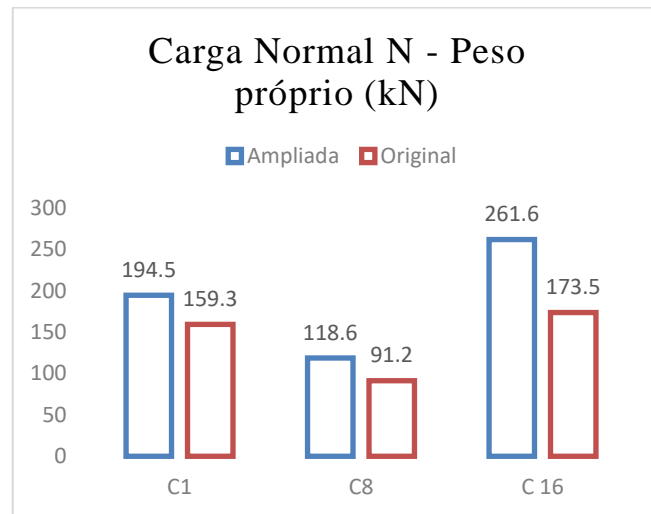
#### 5.3.2 - Comparações das verificações das cargas horizontais do vento em ambas estruturas

Comparando-se os valores encontrados nas cargas horizontais do vento da estrutura original para ampliada, é notório perceber que as cargas horizontais do primeiro pavimento e segundo pavimento são idênticas, em que somente começam a se diferenciar a partir do novo pavimento, que a estrutura original se denomina como Cobertura passou a se chamar de salão de festa e houve então um aumento de pé direito na qual era de 1.4m para 2.9m, para que se torne viável como um salão de festa, onde que a estrutura original e a ampliada apresentam então uma diferença de carga de 7.605kN em X e uma diferença de carga em 27.273kN em Y.

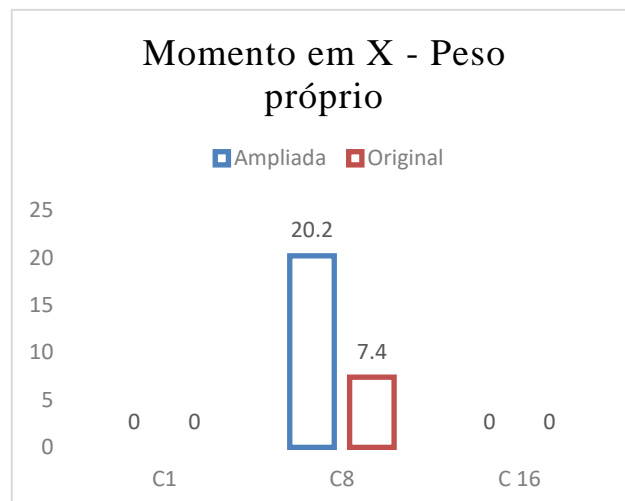
#### 5.3.3 – Comparações dos esforços das cortinas em ambas estruturas

É notável a diferença de esforços entre as duas estruturas, pois a edificação original receberá um novo pavimento. Abaixo são apresentadas nas figuras 61 a 65, os gráficos dos valores dos esforços considerando-se apenas o peso próprio da estrutura, que foi escolhido por apresentar maior diferença entre os resultados nas duas edificações. Nesta comparação são destacados os esforços das três cortinas, em relação a original e ampliada. É notório que o aumento de carga se deu pelo novo pavimento, aumentando assim significativamente todos os esforços desde cargas normais, momentos e esforços cortantes.

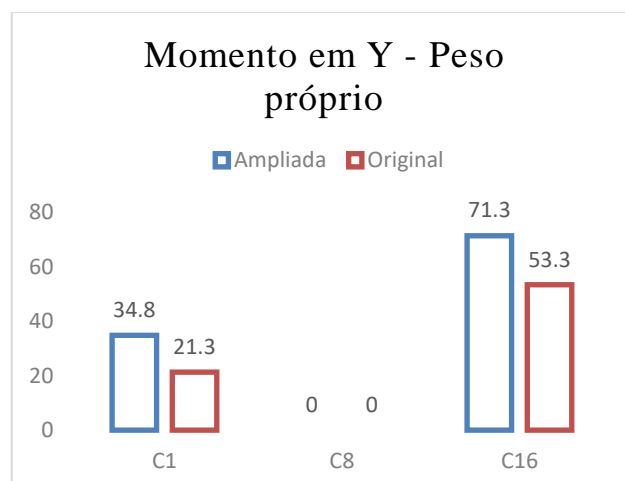


**Figura 61** - Gráfico peso próprio

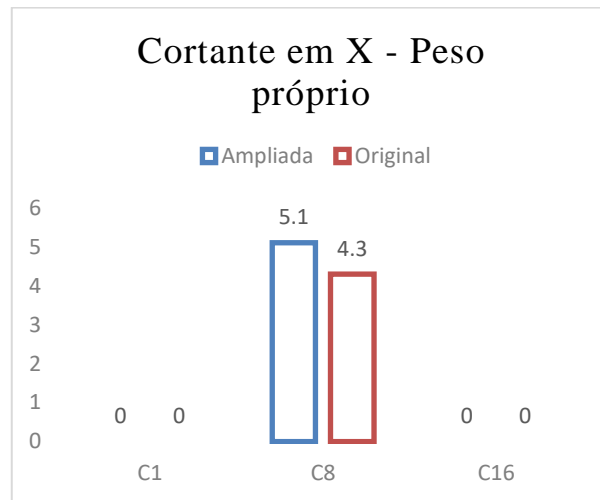
Fonte: CYPECAD®, 2019

**Figura 62** - Gráfico momento em X

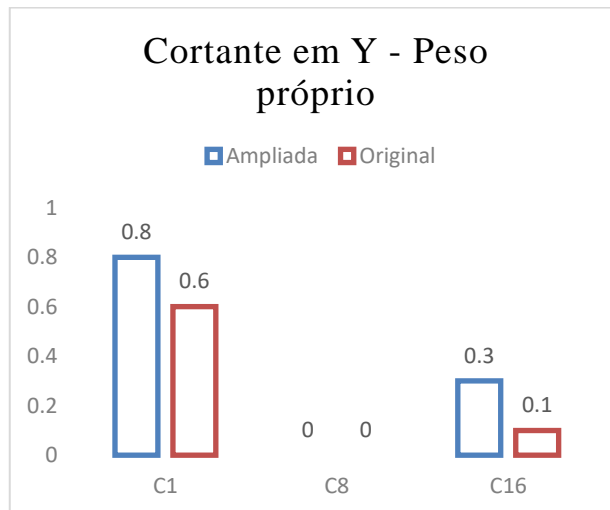
Fonte: CYPECAD®, 2019

**Figura 63** - Gráfico Momento Y

Fonte: CYPECAD®, 2019

**Figura 64 - Gráfico Cortante em X**

Fonte: CYPECAD®, 2019

**Figura 65 - Gráfico cortante em Y**

Fonte: CYPECAD®, 2019

#### 5.3.4 – Comparações das armaduras verticais e horizontais em ambas estruturas.

Outro aspecto que dificulta o desenvolvimento da ampliação estrutural é o das armaduras verticais não passarem na verificação do software. Seria necessário acrescentar mais duas barras de bitola  $\emptyset$  de 8mm, sem ser necessário o aumento de número de alvéolos com armaduras, ou aumentar a bitola da barra como ressaltado na figura 59 e 60 nos textos acima. Diferenciado assim a estrutura original da ampliada, o número de barras e também existe o acréscimo das contra vergas nas aberturas da estrutura ampliada, para assim diminuir a possibilidade de fissurações e trincas na estrutura. As armaduras horizontais permaneceram idênticas ao projeto estrutural pois são estruturalmente suficientes.

### 5.3.5 – Comparações do E.L.U

Nas verificações do E.L.U em ambas estruturas, passam em todos os critérios desde a resistência das paredes, como a análise das fissurações, todavia existem a diferença da resistência dos blocos, devido a estrutura ampliada ter sido adotada com um valor maior e também uma diferença do coeficiente de aproveitamento entre ambas estruturas, devido a maior carga sendo todo o embasamento representado nas tabelas 22 e 32. O estado limite de ruptura relativa ao esforço cortante (Q) tem uma diferença de 0.6 no coeficiente de aproveitamento da C1, na cortina C8 possui uma diferença de 0.4 no coeficiente de aproveitamento e a Cortina C16 tem a diferença de 0.3 no coeficiente de aproveitamento. Agora no estado limite de ruptura frente a solicitação normais (N,M) a diferença do coeficiente de aproveitamento para C1 é de 1,5, C8 é de 0,4 e C16 de 0.3.

## 6- CONCLUSÃO

As ampliações em edificações podem ser benéficas, principalmente no ponto de vista econômico, desde que tenha planejamento prévio. É algo muitas vezes trabalhoso de se fazer, devido à análise minuciosa a ser feita na estrutura e um controle rigoroso no planejamento. Por isso é sempre de muita importância o uso de softwares para auxiliar na análise se a estrutura consegue ou não suportar essa ampliação.

Ao analisar a edificação escolhida, em alvenaria estrutural, conclui-se que a mesma, não consegue suportar uma ampliação no sentido vertical que foi proposto, devido uma insuficiência de armaduras verticais, e também na resistência dos blocos que ali estão na estrutura.

Embora talvez não se espere que seja ampliada, ainda assim, é necessário na hora de fazer o projeto de um edifício, aumentar algumas resistências no projeto prevendo que os futuros donos talvez queiram ampliar um dia, para que não seja necessário gastos exorbitantes devidos à necessidade de reforços estruturais.

Com os avanços na Engenharia Civil, softwares cada vez melhores, profissionais cada vez mais capacitados para o mercado e o dia-a-dia da obra e dos projetos, mais pesquisas devem ser feitas relacionadas a esse assunto, e sobre alvenaria estrutural, ampliando mais os horizontes para derrubar paradigmas e encontrar novas soluções e melhorias para esse tipo de situação.

## 7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, Danielly. **Estudo de edifício em alvenaria estrutural não armada**. Monografia. Escola de engenharia civil, Universidade Estadual de Goiás- UEG-GO, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estrutura de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13281: Argamassa para assentamento e revestimentos de paredes e tetos - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15961-1: Alvenaria estrutural –Blocos de concreto Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15961-2: Alvenaria estrutural –Blocos de concreto Parte 2: Execução e controle de obras**. Rio de Janeiro, 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 16280 **Reforma em edificações – sistema de gestão de reformas**: Rio de Janeiro, 6.2.3p.

ATAÍDE, César A. V., CORRÊA, Márcio R. S. **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E O MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES PARA A ALVENARIA ESTRUTURAL**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos v. 8, n. 34, p. 105-134.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). **Programa minha casa minha**. Disponível em <http://www.caixa.gov.br/voce/habitacao/minha-casa-minha-vida/Paginas/default.aspx/>>  
Acesso em 26 de fevereiro de 2019.

CAMACHO, Jefferson S, DORNELES, Valério P, PARSEKIAN, Guilherme A, FELIPE, Alessandro D S. **Aderência de revestimentos em paredes de blocos cerâmicos com função estrutural**. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1678-86212016000200109&lang=en](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212016000200109&lang=en)>

CAVALCANTIM, M V S, FRANCISCO, A M X, RODRIGUES D M, SILVA, DG, Otimização de alvenaria estrutural. Disponível em: <[http://scielo.br/scielo.php/script=sci\\_arttextpid=S1983-9520180001000115&lang=pt](http://scielo.br/scielo.php/script=sci_arttextpid=S1983-9520180001000115&lang=pt)>.

CORRÊA, A.; RAMALHO, M. **Projetos de Edifícios de Alvenaria estrutural**. 1º ed. PINI LTDA – São Paulo, 2003.

CRUZ, Herbert M, SANTOS, Débora D G, MENDES, Ludmilson A, **Causas da variabilidade do tempo de execução dos processos em diferentes sistemas construtivos**. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1678-9&lang=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-9&lang=pt)>.

ITALY WELCOME. **Roma Antiga excursão a pé**. Disponível em: <<https://www.italywelcome.com.br/destinos/roma/excursoes-culturais-e-historicas/roma-antiga-a-pe-coliseu-monte-palatino-foro-romano/>> Acesso em 26 de fevereiro de 2019.

JC, Nigro. **Moradores desocupam prédio ameaçado de cair**. JC ONLINE disponível em <https://jconline.ne10.uol.com.br/canal/cidades/educacao/noticia/2013/09/24/moradores-desocupam-predio-ameacado-de-cair-em-olinda-98618.php> > Acesso em 26 de fevereiro de 2019.

MOHAMAD, Jihad. **Construções em Alvenaria Estrutural: materiais, projeto e desempenho**. São Paulo: Blucher, 2015.

MOHAMAD, Gihad,. BAVASTRI, Elizabete Y N,. KIRCHHOF, Larissa D,. RIZZATTI, Eduardo,. JANTSCH, Ana C A,. **Desenvolvimento de uma nova concepção geométrica para os blocos de concretos não modulares para alvenaria estrutural**. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1678-0200127&lang=en#B04](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-0200127&lang=en#B04)>

NESE, Flavio; TAIUL, Carlos. **Alvenaria Estrutural**. 1º ed. Editora PINI LTDA – São Paulo, 2010.

NOTÍCIAS AO MINUTO. **Pirâmide de Gizé: Todas as curiosidades**. Disponível em: <<https://www.noticiasao minuto.com/lifestyle/967668/piramides-de-gize>> Acesso em 26 de fevereiro de 2019.

PARIS CITY VISION. **A Catedral de Reims**. Disponível em <<https://www.noticiasao minuto.com/lifestyle/967668/piramides-de-gize>> Acesso em 26 de fevereiro de 2019.

PARSEKIAN, Guilherme A., CORRÊA, Marcio R S., LOPES, Guilherme M., CAVICHIOLLI, Isabella. **Estudo teórico e experimental de paredes esbeltas de alvenaria estrutural**. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1678-86212016000400197&lang=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212016000400197&lang=pt)> .

REBOREDO, André Rampazzo. **Dimensionamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto: Comentários Sobre a NBR 15961-1 (2011)**. 2013. 173 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

RIZZATTI, Eduardo., MOHAMAD, Gihad., BAVASTRI, Elizabete Y N., **Tipologia de blocos cerâmicos estruturais: influência da geometria dos blocos no comportamento mecânico da alvenaria**. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1517-70762011000200008&lang=en](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1517-70762011000200008&lang=en)>.

RODRIGUES, Daniel **Alvenaria Estrutural: O que é e como fazer?** Disponível em: <<http://blogpraconstruir.com.br/etapas-da-construcao/alvenaria-estrutural/>>.

ROMAGNA, Romson Heleo. **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. 2000. 195p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

ROMAN, Humberto R., MUTTI, Cristiane N., ARAÚJO, Hércules N.. **Construindo em Alvenaria estrutural**. Florianópolis: UFSC, 1999. 83p.

SÁNCHEZ, Emil. **Nova normalização brasileira para a Alvenaria Estrutural**. 1º ed. Editora Interciência – Rio de Janeiro, 2013.

STEINMETZ, Ismael. **Dimensionamento de um edifício de quatro pavimentos utilizando blocos vazados de concreto**. Monografia. Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina, 2018.

SANTIAGO, W C., BECK, A T., **Study of brazilian structural concrete block conformity**. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952018000400652&lang=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952018000400652&lang=pt)>

VITOR, Paulo. **Cuidados com a ampliação vertical de edificações de pequeno porte**. Disponível em: < <https://blog.engpaulovitor.com/2016/02/28/cuidados-com-a-ampliacao-vertical-de-edificacoes-de-pequeno-porte/> > Acesso em 26 de fevereiro de 2019.



## **8- ANEXO**

Neste anexo do trabalho, contém as plantas da edificação original avaliada sendo a arquitetônica, hidrossanitária, elétrica e estrutural. Também contém o arquivo do CYPECAD<sup>®</sup> com processamentos da estrutura original e da ampliada apresentadas em CD ROOM.