

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PAULA MARIA FARIAS MARTINS

**ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO CONVENCIONAL: UMA ANÁLISE TÉCNICO FINANCEIRA
EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2018

PAULA MARIA FARIAS MARTINS

**ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO CONVENCIONAL: UMA ANÁLISE TÉCNICO FINANCEIRA
EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye.

TOLEDO

2018



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 142

ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL: UMA ANÁLISE TÉCNICO FINANCEIRA EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS

por

Paula Maria Farias Martins

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 10:20 h do dia **07 de Junho de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Profª Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Profª Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr Fulvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Antes de mais nada, à Deus, por me dar persistência e guiar minhas escolhas.

Aos meus pais, Sergio e Lucymeire, por todo o apoio, dedicação e confiança empenhados a mim, em todas as fases até aqui. Pelo amor incondicional e sem medidas.

Aos meus avós paternos, Aparecida e Valter, por não me deixarem desamparada nem por um segundo durante minha trajetória, não deixando que eu desacreditasse. Aos meus avós maternos, Guilherme e Therezinha, que por muitas vezes fizeram mais do que podiam para que meu sonho fosse realizado. Aos meus padrinhos, Rosana e Antônio, por todo o apoio emocional e amor dedicados ao meu crescimento pessoal e profissional e por serem meus segundos pais por grande parte da minha vida. Ao meu noivo, Alisson, por estar ao meu lado me dando todo amparo necessário há tantos anos.

Aos meus irmãos, por me despertarem os melhores sentimentos e serem capazes de me tornar uma pessoa melhor. E a todos da minha família, que de alguma forma me ajudaram a chegar até aqui.

Aos meus amigos, que estiveram comigo em todos os momentos durante essa trajetória.

Ao meu orientador por toda a paciência e dedicação para que esse trabalho fosse possível.

A todos os professores, que dedicaram seu tempo e conhecimento, para uma melhor formação social e profissional.

RESUMO

MARTINS, Paula Maria Farias. **Alvenaria estrutural e estruturas em concreto armado convencional: uma análise técnico financeira em edifícios residenciais.** 2018. 101f. Trabalho de Conclusão de Curso – (Curso Superior em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, Toledo, 2018.

Devido a situação econômica do país, o mercado tende a encontrar soluções construtivas mais viáveis técnica e financeiramente, para que o custo final viabilize o processo. A alvenaria estrutural tem sido uma alternativa para obter edifícios mais econômicos e sustentáveis. No Brasil, o sistema construtivo tem experimentado um grande impulso, pois, a concorrência faz com que as empresas passem a se preocupar mais com custos, buscando novos materiais. Um método utilizado em larga escala no país é o concreto armado, ele permite a concepção de uma grande gama de estruturas, com boa resistência e fácil execução. O objetivo do presente trabalho é demonstrar uma análise técnico financeira entre um edifício construído em concreto armado e o mesmo edifício construído em alvenaria estrutural em blocos de concreto. Para que esse comparativo fosse possível, o dimensionamento do edifício foi realizado utilizando os dois métodos, por meio do Eberick para o concreto armado e utilizando a ABNT - NBR 15961-1 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011) e a ABNT - NBR 15961-2 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011) para a alvenaria estrutural. Com os insumos obtidos no dimensionamento, um orçamento foi implementado utilizando as composições do SINAPI. Mediante resultados, foi possível notar uma vantagem em se utilizar a alvenaria estrutural em relação ao concreto armado, pois, além da viabilidade financeira, foi possível observar, de acordo com as literaturas existentes, maior agilidade na execução, com menos desperdício de material.

Palavras-Chave: Alvenaria estrutural. Concreto armado. Orçamento. Viabilidade técnico financeira.

ABSTRACT

MARTINS, Paula Maria Farias. **Structural masonry and structures in conventional reinforced concrete: a financial technical analysis in residential buildings.** 2018. 101f. Undergraduate Thesis – Civil Engineering – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, Toledo, 2018.

Due to the current financial situation, the market tends to find constructive solutions, technically and economically viable, for the final cost of the construction established the process. The structural masonry has been an interesting alternative to obtain buildings more economical and sustainable. On Brazil, the structural masonry has experienced a great impulse, therefore, the competitiveness makes the companies concerned about costs, searching for new materials. A method used on a large scale is the reinforced concrete, very common in the country, it allows the execution of great varieties of structures, with good resistance and easy execution. The present work demonstrates a technical and financial analysis between a building built in reinforced concrete and the same structural built in masonry, with concrete block. To make that comparative possible, the dimensioning of the building was realized using two methods, the first is athwart Eberick, for the reinforced concrete and using ABNT - NBR 15961-1 (Brazilian Association of Technical Standards, 2011) and ABNT - NBR 15961 - 2 (Brazilian Association of Technical Standards, 2011) for structural masonry. Using inputs results from dimensioning, a budget was implemented, using SINAPI compositions. Through the results we have a great advantage and, as such, the benefit to use structural masonry, in comparison with reinforced concrete in addition to financial viability, it was possible to observe, according to the existing literature, greater agility in the execution, with less waste of material.

Keywords: Structural masonry. Reinforced concrete. Budget. Viability financial technician.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Alguns tipos de bloco de concreto vazados.....	15
Figura 2: Componentes da alvenaria.....	16
Figura 3: Construção em alvenaria estrutural.....	17
Figura 4: Dimensões reais e nominais.....	18
Figura 5: Dimensões reais entre faces de blocos.....	18
Figura 6: Canto com modulação e larguras iguais.....	19
Figura 7: Borda com borda especial de três módulos.....	19
Figura 8: Borda sem bloco especial de três módulos.....	20
Figura 9: Modulação de piso a teto.....	20
Figura 10: Definição das regiões carregadas nas vigas.....	25
Figura 11: Parâmetros para definição do coeficiente δ	27
Figura 12: Ilustração do comprimento efetivo em flanges.....	28
Figura 13: Atuação da força horizontal equivalente.....	30
Figura 14: Diagrama de tensões para alvenaria.....	33
Figura 15: Diagrama de tensões e deformações.....	34
Figura 16: Seções transversais de.....	36
Figura 17: Largura de seções com armadura.....	37
Figura 18: Momento de segunda ordem.....	42
Figura 19: Vigas de concreto: a) sem armaduras; b) com armaduras.....	46
Figura 20: Edifício com estrutura de concreto armado moldada.....	46
Figura 21: Elevação do edifício em estudo.....	52
Figura 22: Demonstração dos apartamentos.....	53
Figura 23: Exemplo de composições do Sinapi.....	55
Figura 24: Áreas de aço de acordo com a bitola e quantidade de barras.....	56
Figura 25: Grupos de paredes isoladas e numeração.....	59
Figura 26: Primeira fiada de blocos.....	66
Figura 27: Pórtico da estrutura em concreto armado.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedade de deformação da alvenaria.....	21
Tabela 2: Valores de γ_m	21
Tabela 3: Valores característicos da resistência à tração na flexão.	22
Tabela 4: Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes...	23
Tabela 5: Resistência característica de aderência.	24
Tabela 6: Valores para o coeficiente δ	26
Tabela 7: Valores para o coeficiente j	41
Tabela 8: Cargas atuantes no grupos de paredes por pavimento.	60
Tabela 9: Valores de F_{pk} necessários em cada grupo de paredes.	62
Tabela 10: Características de resistência dos blocos de concreto.	63
Tabela 11: Força horizontal devido ao desaprumo.....	63
Tabela 12: Determinação das paredes com necessidade de armaduras.	64
Tabela 13: Orçamento da superestrutura da alvenaria estrutural.....	68
Tabela 14: Levantamento dos quantitativos e custos do concreto armado. .	69
Tabela 15: Quadro de esquadrias.	82
Tabela 16: Vento em x.....	83
Tabela 17: Vento em y.....	83
Tabela 18: Dados da edificação.	83
Tabela 19: Vento atuante no edifício.	84
Tabela 20: Propriedades das paredes contraventadas para o vento em X. .	84
Tabela 21: Propriedades das paredes contraventadas para o vento em Y. .	86
Tabela 22: Esforços devido ao vento e ao desaprumo em X.	88
Tabela 23: Esforços devido ao vento e ao desaprumo em Y.	91
Tabela 24: Cargas devido ao vento e ao desaprumo.	94
Tabela 25: Verificação dos deslocamentos na estrutura.	97
Tabela 26: Verificação de deslocamentos limites na estrutura.....	97
Tabela 27: Coeficiente gama z.	98
Tabela 28: Imperfeições geométricas na estrutura.....	99
Tabela 29: Deslocamentos devido as cargas aplicadas na estrutura.	99

LISTA DE ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CUB	Custo Unitário Básico
NBR	Norma Brasileira
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção resistente.
A'_s	área da armadura tracionada.
A_s	área da armadura principal.
A_{s1}	área da armadura comprimida na face de maior compressão.
A_{s2}	área de armadura da outra face.
A_{sw}	armadura de cisalhamento.
b	largura da seção.
c	cobrimento nominal.
d	altura útil da seção.
d_1	distância do centroide da armadura A_{s1} à borda mais comprimida.
d_2	distância do centroide da armadura A_{s2} à outra borda.
d_{est}	altura útil estimada da laje.
e_x	excentricidade resultante no plano de flexão.
F_c	resultante da compressão na alvenaria.
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto.
f_d	tensão máxima de compressão.
f_{d1}	resistência à compressão de cálculo da alvenaria.
F_{d1}	força horizontal equivalente ao desaprumo.
F_d	valor de cálculo para combinações últimas.
$F_{G,k}$	valor característico de ações permanentes.
f_{pk}	resistência característica da pequena parede.
$F_{Q1,k}$	valor característico da ação variável principal.
$F_{Qj,k}$	valor característico das ações variáveis secundárias.
f_s	resultante da tração na armadura.
F_s	resultante das forças na armadura tracionada.
f_{se}	metade da resistência de cálculo ao escoamento da armadura.
F'_s	resultante das forças na armadura tracionada.
f_{s1}	tensão na armadura na face mais comprimida.
f_{s2}	tensão na armadura na face contrária a mais comprimida.

f_{td}	resistência à tração na alvenaria.
f_{yd}	tensão de escoamento de cálculo do aço.
h_e	altura efetiva do elemento.
h_{est}	altura estimada.
H	altura total da edificação em m.
K	fator que ajusta a resistência à compressão na flexão.
l	menor valor entre l_x (menor vão) e 70% de l_y (maior vão).
M'_x	momento fletor efetivo em torno de x.
M'_y	momento fletor efetivo em torno de y.
M_{2d}	momento de segunda ordem.
M_d	momento fletor de cálculo.
$M_{máx.}$	é o maior valor de momento de cálculo na viga.
M_{Rd}	valor de momento fletor resistente de cálculo.
M_x	momento fletor em torno de x.
M_y	momento fletor em torno de y.
n	número de bordas engastadas.
N_d	força normal de cálculo.
N_{td}	força normal resistente de cálculo.
p	dimensão da seção transversal na direção perpendicular ao eixo x.
q	dimensão da seção transversal na direção perpendicular ao eixo y.
R	coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento.
s	espaçamento da armadura de cisalhamento.
t	dimensão da seção transversal da peça no plano de flexão.
t_e	espessura efetiva do elemento.
V_a	força cortante absorvida pela alvenaria.
V_d	força cortante.
W	mínimo módulo de resistência da flexão da seção resistente.
x	altura da linha neutra.
y	profundidade da região de compressão uniforme.
Z	braço de alavanca.
δ	coeficiente auxiliar para cálculo da espessura efetiva.
μ	momento fletor reduzido.

ξ	razão entre a posição da linha neutra e a altura útil.
ρ	taxa geométrica da armadura.
γ_c	coeficiente de ponderação do concreto.
γ_g	ponderador de ações permanentes.
γ_m	coeficiente de ponderação de resistências.
γ_q	ponderador de ações variáveis.
ϵ_c	deformação máxima na alvenaria comprimida.
ϵ_s	deformação na alvenaria tracionada.
θ_a	ângulo de desaprumo.
σ_{cd}	tensão de cálculo do concreto.
τ_{vd}	tensão de cisalhamento.
Ψ_{0j}	coeficiente de redução de ação variável.
\emptyset_l	diâmetro da barra da armadura longitudinal.
ΔP	peso total do pavimento considerado.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA	13
1.2 OBJETIVOS	13
1.2.1 OBJETIVO GERAL	13
1.2.2 Objetivos específicos	13
1.3 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	14
2 REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL	15
2.2 MODULAÇÃO	17
2.2.1 Modulação horizontal.....	18
2.2.2 Cantos e Bordas para módulos e larguras iguais	19
2.3 MODULAÇÃO VERTICAL.....	20
2.4 ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO A NBR 15961-1 (ABNT, 2011).....	21
2.4.1 Propriedades elásticas	21
2.4.2 Resistências	21
2.4.3 Análise estrutural segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011).....	24
2.4.4 Interação para cargas verticais.....	27
2.4.5 Interações para cargas horizontais.....	27
2.4.6 Valores limite	28
2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	29
2.6 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO NBR 15961-1 (ABNT, 2011)	31
2.6.1 Dimensionamento da alvenaria à compressão simples.....	32
2.6.2 Dimensionamento de elementos submetidos a flexão simples	33
2.6.3 Elementos de alvenaria submetidos ao cisalhamento	37
2.7 CONCRETO ARMADO	45
2.7.1 Lajes maciças de concreto armado	47
2.8 SOFTWARE PARA O DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO EBERICK V10	48
2.9 SINAPI	49

3 MATERIAIS E MÉTODOS	52
3.1 APRESENTAÇÃO DO EMPREENDIMENTO.....	52
3.2 DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	53
3.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO....	54
3.4 ANÁLISE FINANCEIRA E LEVANTAMENTO DOS QUANTITATIVOS ..	55
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	58
4.1 DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	58
4.1.1 Determinação das cargas atuantes nas paredes.....	58
4.1.2 Determinação das ações causadas pelo vento e pelo desaprumo	63
4.1.3 Dimensionamento a flexocompressão	64
4.1.4 Modulação horizontal das paredes	65
4.2 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO ...	67
4.3 QUANTITATIVOS E CUSTOS	67
4.3.1 Alvenaria estrutural.....	68
4.3.2 Concreto armado	69
4.3.3 Comparativo	72
5 CONCLUSÃO.....	74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
APÊNDICE A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TÉRREO	78
APÊNDICE B – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO	80
APÊNDICE C – DADOS PARA O DIMENSIONAMENTO A FLEXOCOMPRESSÃO.....	83
APÊNDICE D – RELATÓRIO DE DIMENSIONAMENTO GERADOS PELO EBERICK	97
APÊNDICE E – PLANTAS DE FÔRMAS	100

1 INTRODUÇÃO

Segundo reportagem da Gazeta do Povo, 2017, o PIB vem acumulando resultados negativos desde 2014. No ano de 2016 o índice encolheu 5%, conforme dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) compilados pela Câmara Brasileira da Construção Civil (CBIC). Para o ano de 2017 esperou-se que a queda fosse de 2,5%. Porém esse cenário deve mudar, devido à queda da taxa Selic, incentivando a retomada dos investimentos no mercado imobiliário, trazendo à tona a necessidade de novas técnicas voltadas a esse setor.

De acordo com Tauil e Tese (2010), a alvenaria estrutural tem representado a solução construtiva que a sociedade procura, pois apresenta características de durabilidade, sem desperdícios, econômica e sustentável.

Segundo Delatorre (2014), devido ao interesse público, em grande parte das vezes de baixa renda, busca-se redução no preço final para viabilizar o financiamento de imóveis. Portanto, é de grande interesse que novos métodos construtivos sejam estudados, pois além da eficiência, possuem um menor custo final da obra.

Ramalho e Corrêa (2003), afirmam que a alvenaria com blocos estruturais, encarada como um sistema construtivo mais elaborado e voltada para a obtenção de edifícios mais econômicos e racionais, demorou para encontrar seu espaço. Atualmente, no Brasil, tal sistema construtivo tem experimentado um grande impulso, a concorrência tem feito com que o número crescente de empresas passe a se preocupar mais com os custos, acelerando as pesquisas e a utilização de novos materiais.

Já o concreto armado, material aplicado em larga escala, une as características do concreto, podendo ser citadas como qualidades principais baixo custo, durabilidade, boa resistência à compressão, ao fogo e à água, às propriedades do aço, como principalmente ductibilidade e ótima resistência à tração e à compressão, permitindo que se realize a mais variada gama de estruturas, com satisfatória rapidez e fácil execução.

O presente trabalho demonstrou uma análise técnico financeira entre um edifício construído em concreto armado e o mesmo edifício construído em alvenaria estrutural.

1.1 JUSTIFICATIVA

Tendo em vista a busca pela economia e agilidade, novas tendências devem ser analisadas, para que tais objetivos sejam atingidos. Embora a alvenaria estrutural não seja um método novo, vem sendo mais utilizada no Brasil há pouco tempo. Esse estudo se justifica pela necessidade de comparação dessa metodologia de construção a uma metodologia mais comum, o concreto armado, demonstrando ou não sua eficiência técnico financeira.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral a realização de um estudo técnico financeiro em um edifício de quatro pavimentos, considerando a superestrutura, em relação ao emprego dos métodos construtivos da alvenaria estrutural em comparação à utilização de concreto armado.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar o dimensionamento de um edifício multifamiliar de quatro pavimentos em concreto armado e padrão normal, baseando nos padrões de edificações do Custo Unitário Básico, com a ajuda do software Eberick, regido pela norma ABNT - NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014).
- Dimensionar esse mesmo edifício utilizando o método construtivo da alvenaria estrutural, embasando-se na norma ABNT - NBR 15961-1

(Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011) e na ABNT - NBR 15961-2 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011).

- Levantar os quantitativos após os dimensionamentos serem realizados e implementar um orçamento referente a cada método construtivo.
- Fazer um comparativo técnico financeiro sobre as vantagens e desvantagens, nesse âmbito, de cada processo.

1.3 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA

Esse trabalho trará uma avaliação da viabilidade técnico financeira entre edifícios multifamiliares em relação aos processos construtivos para concreto armado e alvenaria estrutural. Contando com a ajuda do software Eberick e regido pela norma ABNT - NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014), quando se trata de concreto armado e regido pela norma ABNT - NBR 15961 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011), quando tratado de alvenaria estrutural.

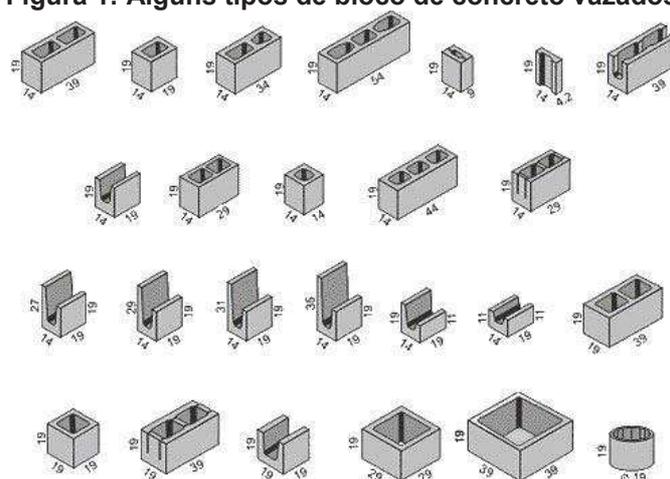
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

Segundo a norma ABNT - NBR 6136 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016), o bloco se define como um elemento de alvenaria cuja área líquida é igual ou inferior a 75% da área bruta. O bloco de concreto é muito utilizado no Brasil e foi o primeiro a possuir uma norma brasileira para cálculo em alvenaria estrutural. Como para as outras unidades, a parede construída com blocos de concreto pode desempenhar as funções de fechamento e estrutura, eliminando pilares, vigas e reduzindo a utilização de armaduras e de formas, segundo UFRGS (Acessado em 2017).

Os blocos de concreto podem ter vários tipos e formas, têm módulos variáveis que devem atender os requisitos de manuseio e aplicabilidade. Na Figura 1, estão apresentados alguns tipos de blocos de concreto vazados.

Figura 1: Alguns tipos de bloco de concreto vazados.



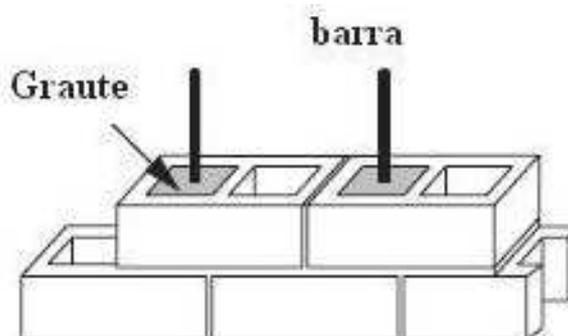
Fonte: Iporã Blocos.

Mohamad (2006), discorre sobre a alvenaria estrutural ser um dos sistemas construtivos mais antigos e bastante utilizados desde o início das civilizações, inicialmente se desenvolvendo através do empilhamento simples de unidades. Como exemplos têm-se as Pirâmides de Guizé, a catedral de Notre Dame e o Coliseu, em Roma. No Brasil, os primeiros edifícios surgiram por volta da década de 60, em São Paulo, executados em blocos de concreto com quatro pavimentos. Também em São Paulo, foram construídos edifícios mais altos, com 12 pavimentos e com 16 em São José dos Campos.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), o principal conceito estrutural ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Alguns elementos possuem tensões de tração, mas estas devem se restringir a pontos específicos da estrutura, além de não apresentarem grandes valores.

De acordo com Camacho (2006), os elementos da alvenaria estrutural são: blocos, argamassa, graute e aço. O bloco é o componente básico e o principal responsável pela definição das características de resistência da estrutura. A argamassa tem a função de solidarizar, transmitir e uniformizar as tensões entre os blocos. O graute é um tipo de concreto fluido utilizado para preencher o vazio dos blocos e em conjunto com a armadura, busca solidarizar os blocos ou dar resistência as tensões de tração que a alvenaria não suporta.

Figura 2: Componentes da alvenaria estrutural.



Fonte: UFRGS (Acessado em 2017).

Figura 3: Construção em alvenaria estrutural.



Fonte: UFRGS (Acessado em 2017).

De acordo com Neto et al. (2015), o método tem como diferencial o aumento da produtividade e redução de desperdícios na obra, em relação aos métodos mais comuns. A tendência é o comportamento como uma obra que demanda mais tecnologias construtivas e de forma mais industrializada, sendo assim, altamente competitiva no mercado atual que busca fortemente essas características.

2.2 MODULAÇÃO

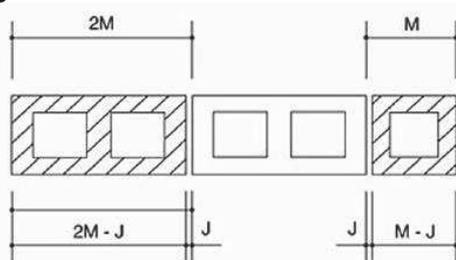
Modular um projeto significa acertar as dimensões em planta e seu pé direito em função das dimensões dos blocos, de modo a diminuir os ajustes no momento da execução. Tauil e Tese (2010), destacam esse processo como fundamental para um projeto organizado e econômico, sendo essas medidas a base de um projeto.

As medidas internas dos ambientes devem possuir valores múltiplos da modulação escolhida. Por exemplo, caso se escolha uma modulação longitudinal de 15 cm, as dimensões internas em planta dos ambientes devem ser múltiplos de 15.

2.2.1 Modulação horizontal

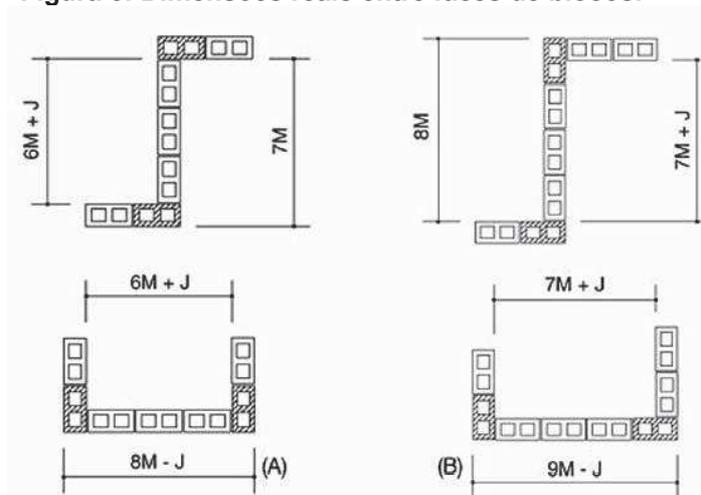
Ramalho e Corrêa (2003), propõem que quando um módulo M é adotado, ele se refere ao comprimento real do bloco, mais a espessura de uma junta J . Portanto as dimensões reais de uma edificação, sem se considerar os revestimentos, serão determinadas pelo número de módulos e juntas que se fizerem presentes no intervalo. Pode-se observar melhor o exposto nas Figuras 4 e 5.

Figura 4: Dimensões reais e nominais.



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p. 17).

Figura 5: Dimensões reais entre faces de blocos.



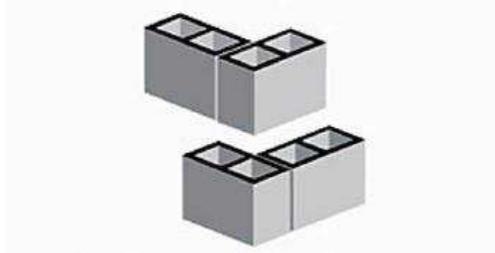
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p. 17).

2.2.2 Cantos e Bordas para módulos e larguras iguais

Camacho (2006), propõe que quando o módulo adotado é igual à largura do bloco, os detalhes de cantos e bordas são mais simples de serem executados, portanto esse modelo foi adotado no estudo.

Para os cantos, sempre, e para as bordas, quando se dispõe um bloco especial de três módulos, são necessárias apenas duas fiadas para finalizar o detalhe. Caso contrário, serão necessárias quatro fiadas para esclarecer o detalhe. As Figuras 6, 7 e 8 podem elucidar melhor a questão.

Figura 6: Canto com modulação e larguras iguais.



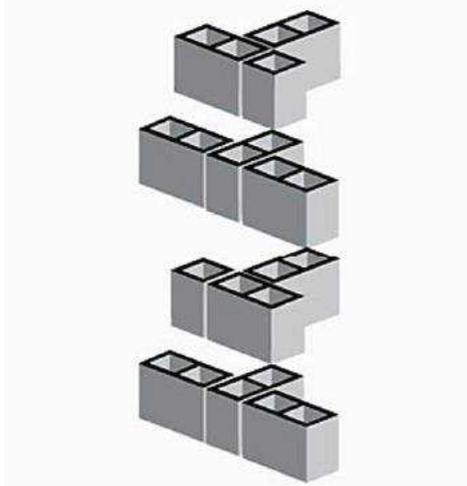
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p19).

Figura 7: Borda com borda especial de três módulos.



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.19).

Figura 8: Borda sem bloco especial de três módulos.

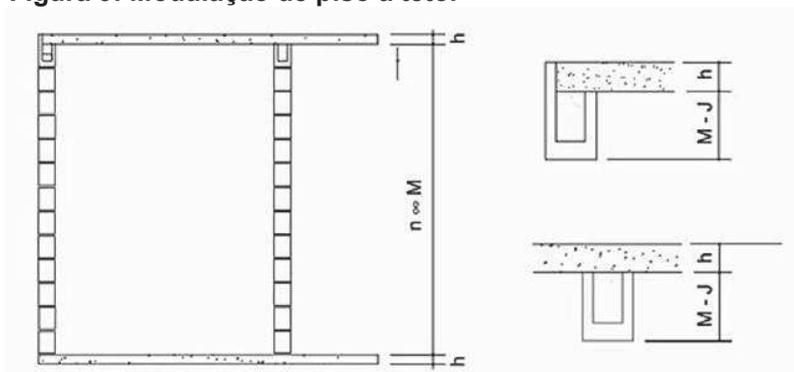


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.19).

2.3 MODULAÇÃO VERTICAL

A distância modular vertical é do piso ao teto da edificação, fazendo com que as paredes de extremidades terminem com um bloco em J, que tem uma de suas laterais como uma altura maior que a convencional, para que a altura h da laje seja acomodada. Caso contrário são necessárias fôrmas para a construção das mesmas. E para as paredes internas, a última fiada será composta por blocos canaletas comuns. A Figura 9 ilustra a situação.

Figura 9: Modulação de piso a teto.



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.22).

2.4 ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO A NBR 15961-1 (ABNT, 2011)

A NBR 15961-1 (ABNT 2011), discorre sobre projetos em alvenaria estrutural utilizando blocos de concreto vazados. Nela estão contidas todas as diretrizes necessárias para a sua elaboração. Nesta seção, abordaremos tais diretrizes.

2.4.1 Propriedades elásticas

Os valores das propriedades elásticas para o dimensionamento da alvenaria podem ser adotados de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1: Propriedade de deformação da alvenaria.

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	800 f_{pk}	16 GPa
Coefficiente de Poisson	0,2	-

Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.9).

2.4.2 Resistências

A resistência de cálculo deve ser obtida fazendo-se a resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação de resistências. Esse coeficiente pode ser determinado utilizando-se a Tabela 2, a seguir.

Tabela 2: Valores de γ_m .

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

Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.10).

Por norma, em casos que ocorram aderência entre o aço e o graute, ou a argamassa que o envolve, o valor de γ_m deve ser igual a 1,5. Para as resistências características à compressão simples da alvenaria f_k , a determinação deve ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prismas ou 85% da de pequena parede.

Caso as juntas horizontais possuam argamassamento somente sobre as paredes longitudinais dos blocos e se a resistência for determinada com base na resistência de prismas e pequenas paredes, moldados com a argamassa aplicada em toda a área líquida dos blocos, o coeficiente 0,8 deve ser aplicado a resistência característica à compressão simples da alvenaria para correção.

A resistência característica na flexão quando houver compressão na direção paralela às juntas de assentamento, deve ser adotada como:

- igual a resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento, caso a região comprimida do elemento de alvenaria estiver totalmente grauteada;

- caso contrário, deve ser considerada como 50% da resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento.

Para que haja consideração da resistência à tração da alvenaria sob flexão, é necessário que haja ações como a do vento. Na Tabela 3, os valores característicos dessa resistência são apresentados, sendo válidos, de acordo com a ABNT – NBR 15961-1 (2011), apenas para argamassa de cimento, cal e areia, sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas.

Tabela 3: Valores característicos da resistência à tração na flexão.

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

Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.11).

A Tabela 4 dispõe os valores característicos ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes. Os valores são válidos para as mesmas condições da tabela de resistências características à tração na flexão.

Tabela 4: Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes.

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

Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.12).

Onde σ é a tensão normal de pré-compressão na junta, devendo-se considerar apenas ações permanentes ponderadas por coeficiente de segurança igual a 0,9 (ação favorável à segurança).

Em interfaces verticais de paredes com juntas amarradas, a resistência característica ao cisalhamento à ser considerada é igual a 0,35 MPa. Já em peças de alvenaria estrutural submetidas à flexão e com armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento envoltas por graute, a resistência característica ao cisalhamento se dá através da Equação 1.

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (1)$$

Onde:

ρ : taxa geométrica da armadura, dada por $\frac{A_s}{b.d}$;

A_s : área da armadura principal da flexão;

b : largura da seção transversal;

d : altura útil da seção transversal.

No caso de vigas biapoiadas ou em balanço, deve-se multiplicar a resistência ao cisalhamento pelo fator $\left[\frac{2,5 - 0,25M_{m\acute{a}x.}}{V_{m\acute{a}x.} \cdot d} \right]$.

Tendo em vista que:

- Deve ser sempre maior que 1, desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa;

- $M_{m\acute{a}x.}$ é o maior valor de momento de cálculo na viga;

- d é a altura útil da seção transversal da viga.

A resistência característica de aderência pode ser definida de acordo com os valores da Tabela 5.

Tabela 5: Resistência característica de aderência.

Tipo de aderência	Resistência característica de aderência (MPa)	
	Barras corrugadas	Barras lisas
Entre aço e argamassa	0,10	0,00
Entre aço e graute	2,20	1,50

Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.13).

2.4.3 Análise estrutural segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011)

A análise estrutural tem como premissa básica o equilíbrio de cada um dos elementos e da estrutura como um todo. Para tal, considera-se um comportamento elástico linear para os materiais.

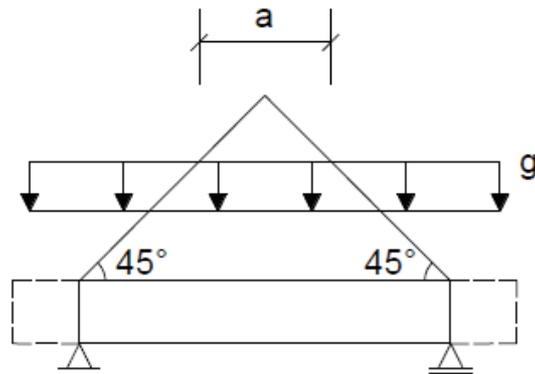
Segundo a NBR 15961-1, a dispersão de ações verticais concentradas ou distribuídas se dá com uma inclinação de 45° com relação à horizontal, podendo essa prescrição ser usada tanto para definição de parte de um elemento que trabalha para resistir a uma ação quanto para a parte de um carregamento que por ventura atue sobre ele.

- Vigas

O vão efetivo de vigas é determinado como a distância livre entre as faces dos apoios somando-se, de cada lado, o menor valor entre a metade da altura da viga e a distância do eixo do apoio à face sua face.

O carregamento deve ser considerado segundo o exposto anteriormente, admitindo dispersão das ações num ângulo de 45°, como mostrado na Figura 10.

Figura 10: Definição das regiões carregadas nas vigas.



Fonte: Oliveira et al. (2010) .

- Pilares

No caso de pilares, a altura efetiva deve ser considerada como:

- a altura do pilar, caso hajam travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais ou rotações das extremidades na direção considerada;
- duas vezes a altura do pilar, caso a extremidade seja livre e se houver travamentos que restrinjam o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade na direção considerada.

Para fins de cálculos das características geométricas, a seção transversal deve ser considerada com suas dimensões brutas, sem considerar os revestimentos.

- Paredes

Para paredes, a altura efetiva considerada é:

- a altura da parede, caso existam travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades;

- duas vezes a altura do pilar, caso uma extremidade seja livre e se houver travamentos que restrinjam o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade.

A espessura efetiva considerada em paredes sem enrijecedores deve ser a própria sem levar em consideração os revestimentos. Caso a parede possua enrijecedores, sua espessura efetiva é calculada de acordo com a Equação 2.

$$t_e = \delta \cdot t \quad (2)$$

Onde:

t_e : espessura efetiva da parede;

δ : coeficiente encontrado na tabela 6;

t : espessura da parede na região do enrijecedor.

O parâmetro espessura efetiva deve ser utilizado apenas para o cálculo da esbeltez da parede.

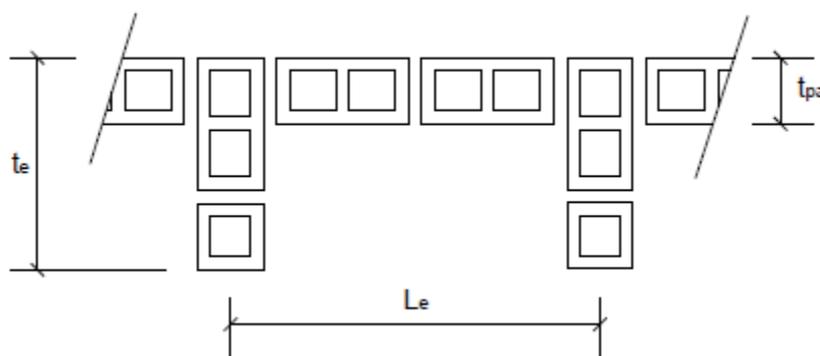
Tabela 6: Valores para o coeficiente δ .

L_e/t_e	$t_e/t_{pa} = 1$	$t_e/t_{pa} = 2$	$t_e/t_{pa} = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
≥ 20	1,0	1,0	1,0

Fonte: Oliveira et al. (2010)

Na Figura 11, os parâmetros utilizados para a definição do coeficiente δ são ilustrados.

Figura 11: Parâmetros para definição do coeficiente δ .



Fonte: Oliveira et al. (2010).

2.4.4 Interação para cargas verticais

Em paredes com cantos ou bordas, as interações devem ser consideradas quando se tratam de amarrações diretas. As interações de paredes através de aberturas são desconsideradas.

2.4.5 Interações para cargas horizontais

Accetti (1998) define flanges como trechos perpendiculares as paredes, formando seções compostas junto à elas. Nelas há interações no caso de ligações diretas, em hipótese alguma os flanges devem se sobrepor. Quando houveram interações de painéis de contraventamento nas associações de paredes, a verificação de esforços internos ou das tensões resultantes nos elementos de ligação foram realizada, assim como nos trechos de aberturas. Nas interações entre os apoios e a alvenaria, são proibidas reduções nos valores adotados como carregamento para estrutura de apoio.

2.4.6 Valores limite

- A menor dimensão para espessura efetiva em paredes de edifícios de dois ou mais pavimentos é de 14 cm.

- O índice de esbeltez representado pela Equação 3, tem como valor limite 24 para paredes e pilares não armados e 30 para paredes e pilares armados.

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (3)$$

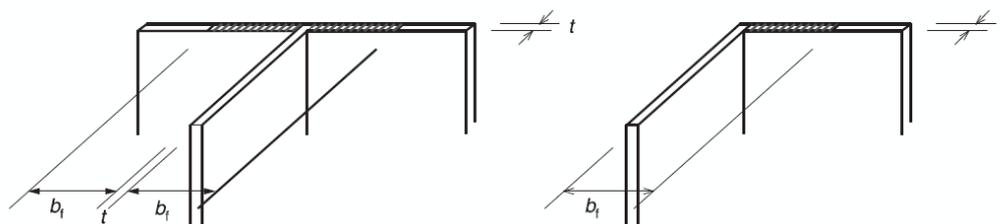
Onde:

h_e : altura efetiva do elemento;

t_e : espessura efetiva do elemento.

O comprimento efetivo em flanges seguiu o limite $b_f \leq 6t$, ilustrado na Figura 12.

Figura 12: Ilustração do comprimento efetivo em flanges.



Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.23).

Juntas de dilatação são previstas a cada 24 m da edificação em planta, no máximo. As juntas horizontais são consideradas com espessura de 10 mm.

Os deslocamentos máximos finais, para peças em balanço não devem ser maiores que $L/150$ ou 20 mm e para os demais casos, $L/300$ ou 10 mm. Os

deslocamentos podem ser parcialmente compensados com contraflexas menores que $L/400$.

2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

Para a análise estrutural, todas as ações que pudessem produzir efeitos significativos na segurança da estrutura são consideradas. Tais ações são: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

De acordo com a ABNT - NBR 15961-1 (2011), as ações permanentes estão presentes durante toda a vida útil da estrutura, seus valores possuem pequena variação em torno de sua média. Elas podem ser divididas em ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas.

As ações permanentes diretas que devem ser consideradas são: peso próprio, elementos construtivos fixos e instalações permanentes e empuxos permanentes.

As ações variáveis levadas em conta na análise estrutural são: cargas acidentais, ação do vento e ações excepcionais. Os valores utilizados são os reduzidos de tais ações, em função das combinações realizadas. Isso foi possível devido ao fato da probabilidade de que duas ou mais ações de naturezas diferentes atuem simultaneamente com seus valores característicos ser muito baixa.

Quando ocorrerem, as ações permanentes indiretas levadas em conta são as imperfeições geométricas, globais e locais. No edifício de múltiplos pavimentos, um desaprumo global terá de ser considerado, através do ângulo de desaprumo θ_a , que pode ser calculado a partir da Equação 4:

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad (4)$$

Onde:

H: altura total da edificação em m;

θ_a : ângulo de desaprumo.

Assim sendo, a força horizontal equivalente ao desaprumo pode ser calculada pela Equação 5.

$$F_{d1} = \Delta P \cdot \theta_a \quad (5)$$

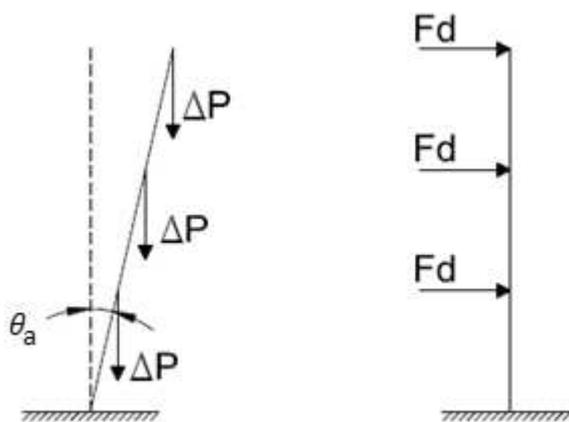
Onde:

F_{d1} : força horizontal equivalente ao desaprumo;

ΔP : peso total do pavimento considerado;

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), essas forças, que aparecem esquematizadas na Figura 13, podem ser simplesmente somadas à ação dos ventos, permitindo que a consideração desse efeito seja feita de forma simples e segura.

Figura 13: Atuação da força horizontal equivalente ao desaprumo.



Fonte: Própria do autor (2018).

Segundo a ABNT - NBR 15961-1 (2011), todas as combinações de ações que acarretem em efeitos desfavoráveis à estrutura devem ser consideradas nos carregamentos. Através da Equação 6 é possível determinar as combinações últimas para carregamentos permanentes e variáveis.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right) \quad (6)$$

Onde:

F_d : valor de cálculo para combinações últimas;

γ_g : ponderador de ações permanentes, definido por norma;

$F_{G,k}$: valor característico de ações permanentes;

γ_q : ponderador de ações variáveis, definido por norma;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável principal;

Ψ_{0j} : coeficiente de redução de ação variável;

$F_{Qj,k}$: valor característico das ações variáveis secundárias.

Todas as combinações possíveis de ações atuantes precisam ser calculadas para que se obtenha o maior valor de F_d , alternando-se ações variáveis consideradas principais e secundárias.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO NBR 15961-1 (ABNT, 2011)

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), para realizar o dimensionamento de estruturas, o ELU (estado limite último) é utilizado como referência de tensões. Isso quer dizer que o esforço solicitante de cálculo deve ser maior ou ao menos igual ao esforço resistente de cálculo. Isso foi feito considerando-se a seção homogênea e sua área bruta, exceto em especificações contrárias.

As hipóteses consideradas no projeto de elementos de alvenaria não armados submetidos a tensões normais são:

- as seções transversais se mantêm planas após deformações;
- as tensões máximas de tração devem ser menores ou iguais à tração da alvenaria;

- as tensões máximas de compressão devem ser menores ou iguais a resistência à compressão da alvenaria para compressão simples e o mesmo valor multiplicado por 1,5 para a compressão na flexão.

Para o projeto de alvenarias armadas submetidas a tensões normais, as hipóteses são as descritas abaixo:

- as seções transversais continuam planas após deformações;
- as armaduras e alvenarias que estão ao seu entorno possuem as mesmas deformações;
- na alvenaria, a resistência a tração é nula;
- as tensões de compressão máximas devem ser menores ou iguais à resistência à compressão na alvenaria;
- as tensões de compressão distribuídas nos elementos de alvenaria submetidos à flexão pode ser representada por um diagrama retangular;
- o encurtamento máximo de alvenaria para flexão ou flexo compressão se limita a 0,35%;
- o alongamento máximo do aço se limita em 1%.

2.6.1 Dimensionamento da alvenaria à compressão simples

- Resistência de cálculo em paredes

O esforço resistente de cálculo nas paredes de alvenaria estrutural, pode ser obtido através da Equação 7:

$$N_{td} = f_{d1} \cdot A \cdot R \quad (7)$$

Onde:

N_{td} = força normal resistente de cálculo;

f_{d1} = resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A = área da seção resistente;

$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$, coeficiente de redução devido a esbeltez da parede.

- Resistência de cálculo em pilares

A resistência de cálculo em pilares pode ser obtida aplicando-se a Equação 8:

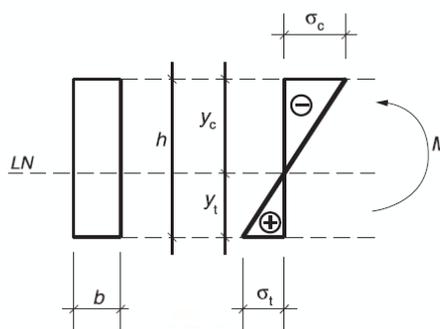
$$N_{td} = 0,9 \cdot f_{d1} \cdot A \cdot R \quad (8)$$

2.6.2 Dimensionamento de elementos submetidos a flexão simples

- Alvenaria não armada

O cálculo de momento fletor resistente da seção transversal pode ser feito com a ajuda do diagrama de tensões da Figura 14, mostrada abaixo:

Figura 14: Diagrama de tensões para alvenaria não armada.



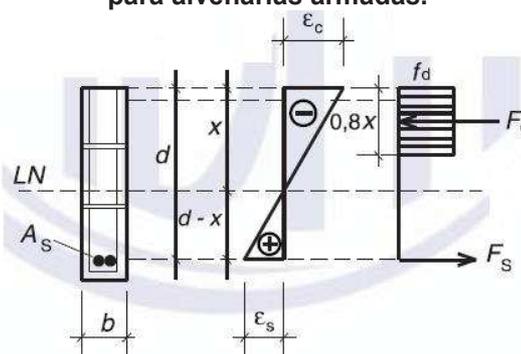
Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.27).

Por norma, a tensão máxima de compressão de cálculo na flexão não pode ser maior que $1,5f_d$. E a tensão máxima de tração não deve ser maior que a resistência de cálculo à tração da alvenaria f_{td} .

- Alvenaria armada

Também de acordo com a norma, o cálculo do momento fletor resistente da seção transversal em alvenarias armadas pode ser simplificado utilizando o diagrama de deformações e tensões, descrito na Figura 15.

Figura 15: Diagrama de tensões e deformações para alvenarias armadas.



Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.27).

Onde:

d : altura útil da seção;

x : altura da linha neutra;

A_s : área da armadura tracionada;

A'_s : área da armadura tracionada;

ϵ_s : deformação na alvenaria tracionada;

ϵ_c : deformação máxima na alvenaria comprimida;

f_d : tensão máxima de compressão;

f_s : resultante da tração na armadura;

F_c : resultante da compressão na alvenaria;

F_s : resultante das forças na armadura tracionada;

F_s' : resultante das forças na armadura tracionada.

- Seções retangulares com armadura simples

O momento fletor resistente de cálculo para seções retangulares fletidas com armadura simples, pode ser obtido através da Equação 9.

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{se} \cdot Z \quad (9)$$

Onde :

Z= braço de alavanca, dado por $Z = d \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{se}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d$;

$f_{se} = 0,5f_{yd} = 0,5 \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$, metade da resistência de cálculo ao escoamento da armadura;

O momento M_{Rd} não deve ser maior que $0,4 \cdot f_d \cdot d^2$.

- Seções com flanges (flexão no plano de elemento)

Para esse caso, o momento resistente de cálculo pode ser calculado através da Equação 10:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{se} \cdot Z \quad (10)$$

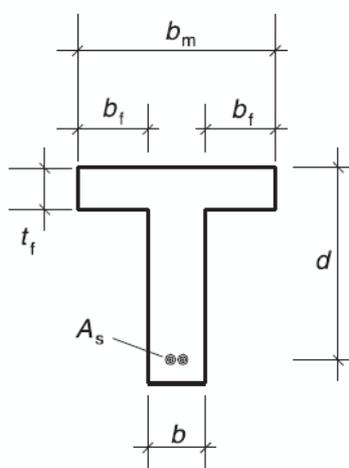
Onde :

$Z = \text{braço de alavanca, dado por } Z = d \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{se}}{b_m \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d;$

O momento M_{Rd} não deve ser maior que $f_d \cdot b_m \cdot t_f (d - 0,5t_f)$.

Na Figura 16, as variáveis da equação são exemplificadas:

Figura 16: Seções transversais de paredes com flanges.



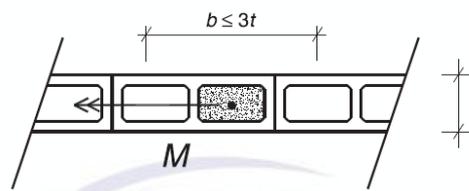
Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.28).

A largura da mesa b_m não pode ser maior que $1/3$ da altura da parede e a espessura do flange t_f não deve ser maior que $0,5d$.

- Seções com armaduras isoladas (flexão em plano perpendicular ao do elemento)

Em seções onde as armaduras são concentradas localmente, a largura paralela ao eixo de flexão não pode ser considerada superior ao triplo da sua espessura, como é exemplificado na Figura 17. Nesse caso, deve ser considerado a área líquida do bloco.

Figura 17: Largura de seções com armadura concentrada.



Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.29).

2.6.3 Elementos de alvenaria submetidos ao cisalhamento

A tensão de cisalhamento é definida através das Equações 11 e 12, para peças de alvenaria armada e não armada, respectivamente.

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h} \quad (11)$$

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \quad (12)$$

Nas seções com flanges, apenas a área da alma da seção faz parte do cálculo da tensão de cisalhamento.

A tensão de cisalhamento de cálculo não pode ultrapassar o valor da resistência de cálculo obtida através dos valores característicos de resistência ao cisalhamento. Assim sendo, $\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$.

- Armaduras de cisalhamento

Na determinação das armaduras de cisalhamento, pode-se descontar a força cortante absorvida pela alvenaria, dada pela Equação 13 abaixo:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (13)$$

A armadura de cisalhamento paralela à direção da atuação da força cortante deve ser determinada pela Equação 14, quando for necessário. Porém no presente trabalho, não foi preciso a utilização das mesmas.

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (14)$$

Onde:

s : espaçamento da armadura de cisalhamento.

O espaçamento não deve ser maior que 50% da altura útil. Em vigas de alvenaria esse limite deve ser maior que 30 cm. Já em paredes armadas ao cisalhamento, o espaçamento não pode superar 60 cm.

2.6.4 Elementos de alvenaria submetidos a flexo-compressão

Elementos de alvenaria submetidos a flexo-compressão têm de resistir a força de compressão de cálculo atuante, já demonstrada anteriormente.

- Alvenaria não armada

Para tensões normais de compressão, a Equação 15 é considerada:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_d \quad (15)$$

Onde:

N_d : força normal de cálculo;

M_d : momento fletor de cálculo;

f_d : resistência de cálculo à compressão da alvenaria;

A: área da seção resistente;

W: mínimo módulo de resistência da flexão da seção resistente;

R: coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

K: 1,5, define-se como o fator que ajusta a resistência à compressão na flexão.

No caso de haver tensão de tração atuando, seu valor máximo deve ser menor ou igual à resistência à tração da alvenaria f_{td} .

- Alvenaria armada

- Elementos curtos

Elementos que possuem esbeltez menor ou igual a 12 são considerados curtos. Quando as forças de cálculo não excedem o valor dado pela Equação 16, apenas a armadura mínima é necessária.

$$N_{Rd} = f_d \cdot b(h - 2e_x) \quad (16)$$

Onde:

b: largura da seção;

e_x : excentricidade resultante no plano de flexão;

f_d : resistência de cálculo à compressão;

h: altura da seção no plano de flexão.

Caso a força de cálculo exceda o limite da Equação 16, a resistência da seção deve ser estimada pelas Equações 17 e 18:

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot y + f_{s1} \cdot A_{s1} - f_{s2} \cdot A_{s2} \quad (17)$$

$$M_{Rd} = 0,5 \cdot f_d \cdot b \cdot y(h - y) + f_{s1} \cdot A_{s1}(0,5 \cdot h - d_1) + f_{s2} \cdot A_{s2}(0,5 \cdot h - d_2) \quad (18)$$

Onde:

A_{s1} : área da armadura comprimida na face de maior compressão;

A_{s2} : área de armadura da outra face;

b : largura da seção;

d_1 : distância do centroide da armadura A_{s1} à borda mais comprimida;

d_2 : distância do centroide da armadura A_{s2} à outra borda;

y : profundidade da região de compressão uniforme ($y=0,8 \cdot x$);

f_d : resistência de cálculo à compressão da alvenaria;

f_{s1} : tensão na armadura na face mais comprimida = $0,5 \cdot f_{yd}$;

f_{s2} : tensão na armadura na outra face, podendo ser $\pm 0,5 \cdot f_{yd}$, se estiver tracionada ou comprimida, respectivamente;

h : altura da seção no plano de flexão.

O valor da variável y deve ser tal que os esforços resistentes de cálculo ultrapassem os atuantes.

Segundo a NBR 15961 (ABNT, 2011), caso o elemento curto esteja submetido a uma flexão composta oblíqua, pode-se dimensionar uma seção com armaduras simétricas, transformando-a em uma flexão reta composta, aumentando-se um dos momentos fletores, as Equações 19 e 20 mostram o procedimento.

$$M'_x = M_x + j \frac{p}{q} M_y \quad \text{para} \quad \frac{M_x}{p} \geq \frac{M_y}{q} \quad (19)$$

$$M'_y = M_y + j \frac{p}{q} M_x \quad \text{para} \quad \frac{M_x}{p} \leq \frac{M_y}{q} \quad (20)$$

Onde:

M_x : momento fletor em torno de x;

M_y : momento fletor em torno de y;

M'_x : momento fletor efetivo em torno de x;

M'_y : momento fletor em torno de y;

p: dimensão da seção transversal na direção perpendicular ao eixo x;

q: dimensão da seção transversal na direção perpendicular ao eixo y;

j: coeficiente fornecido por Tabela 7.

Tabela 7: Valores para o coeficiente j.

Valor de $N_d/(A f_k)$	j
0	1,00
0,1	0,88
0,2	0,77
0,3	0,65
0,4	0,53
0,5	0,42
$\geq 0,6$	0,30

Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.33).

- Elementos esbeltos

Elementos esbeltos possuem esbeltez superior a 12, para tal, o dimensionamento deve ser feito de acordo com o item anterior, adicionando os efeitos de segunda ordem ao primeiro. O momento de segunda ordem pode ser aproximado pela Equação 21, apresentada abaixo.

$$M_{2d} = \frac{N_d(h_e)^2}{2000 t} \quad (21)$$

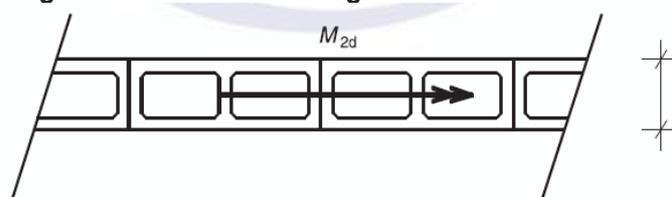
Onde:

N_d : força normal de cálculo;

h_e : altura efetiva do elemento comprimido;

t : dimensão da seção transversal da peça no plano de flexão.

Figura 18: Momento de segunda ordem.



Fonte: NBR 15961-1 (Associação...,2011, p.33).

2.6.5 Disposições construtivas e detalhamento segundo NBR 15951-1 (ABNT, 2011)

As disposições construtivas adotadas estão dispostas abaixo, seguindo orientações normativas.

- Cobrimento

O cobrimento para barras de armaduras horizontais dispostas na junta de assentamento, as quais devem estar totalmente cobertas por argamassa, deve ser de 15mm. Em armaduras envolvidas por graute, o cobrimento deve ser de no mínimo 15mm, desconsiderando a espessura do bloco.

- Armadura mínima

Seguindo orientações da NBR 15961-1 (ABNT, 2011), as armaduras mínimas foram determinadas pelo seguinte padrão:

- em vigas e paredes de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal principal não deve ser menor que 0,10% da área da seção transversal;

- em paredes de alvenaria armada uma armadura secundária deve ser disposta, perpendicularmente à principal, com área de no mínimo 0,05% da seção transversal em questão;

- nas paredes de contraventamento, cuja verificação da compressão seja feita como alvenaria não armada, a armadura longitudinal de combate à tração, caso se faça necessário, não deve ser menor que 0,10% da área da seção transversal, dispensando armadura secundária;

- nos pilares de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal não deve ser menor que 0,30% da área da seção transversal;

- em vigas que tem necessidade de armadura transversal, a mesma deverá ter uma área mínima igual a $0,05\%b.s$, sendo que b é a largura da viga e s o espaçamento dos estribos.

- Armadura máxima

Armaduras que estejam localizadas em espaços grauteados não podem ter área da seção transversal superior a 8% da área correspondente da seção do graute que a envolve.

- Diâmetro máximo das armaduras

Quando localizadas em juntas de assentamento, as barras de armaduras não devem ter diâmetro superior a 6,3 mm, em outros casos, o diâmetro máximo deve ser de 25 mm.

- Espaçamento entre as barras

O espaçamento correto entre as armaduras permite o lançamento e a compactação correta do graute na estrutura. A distância livre mínima entre as barras deve ser:

- o diâmetro máximo do agregado mais 5 mm;
- 1,5 vez o diâmetro da armadura;
- 20mm.

- Estribos de pilares

No caso de pilares armados, deve-se dispor estribos de diâmetro mínimo 5 mm, com espaçamento menor que:

- a menor dimensão do pilar;
- 50 vezes o diâmetro do estribo;
- 20 vezes o diâmetro das barras longitudinais.

2.7 CONCRETO ARMADO

Kaefer (1998), discorre sobre o uso do concreto desde os primórdios dos tempos. No Iraque, em 4000 a. C., escavações arqueológicas revelaram vestígios de uma construção executada, parcialmente em concreto. Em Roma no século IV a. C. foi construído um muro utilizando concreto e o material foi difundido para outras construções da época. A associação de pedras com ferro no Pantheon em Paris, no ano de 1770 deu início aos conceitos de concreto armado. Após isso muitas evoluções ocorreram até o estágio nos dias de hoje, dando origem a diversos tipos de concreto.

Dellatorre (2014), discorre sobre o grau de desenvolvimento da técnica do concreto armado no Brasil. Segundo ele, graças ao engenheiro Emílio H. Baumgart, o Brasil pôde exibir, na primeira metade do século XX, dois recordes mundiais: o edifício do jornal A Noite, no Rio de Janeiro, com 24 andares, onde foi o primeiro a ter as ações dos ventos calculadas e uma ponte em quadro, sobre o rio do Peixe, em Eral Santa Catarina, de 68m de extensão, batizada com o nome de Baumgart.

Segundo Araújo (2003), a associação do concreto com barras de aço caracteriza o concreto armado, sendo a aderência a responsável pelo funcionamento conjunto desses materiais. Para que exista concreto armado, há um elemento fundamental, a boa aderência entre o concreto e o aço. Com essa aderência a deformação em um mesmo ponto do concreto e do aço tendem a ser iguais. A função do aço nas estruturas de concreto é resistir às forças de tração que o concreto não consegue e aumentar a capacidade de carga dos elementos comprimidos.

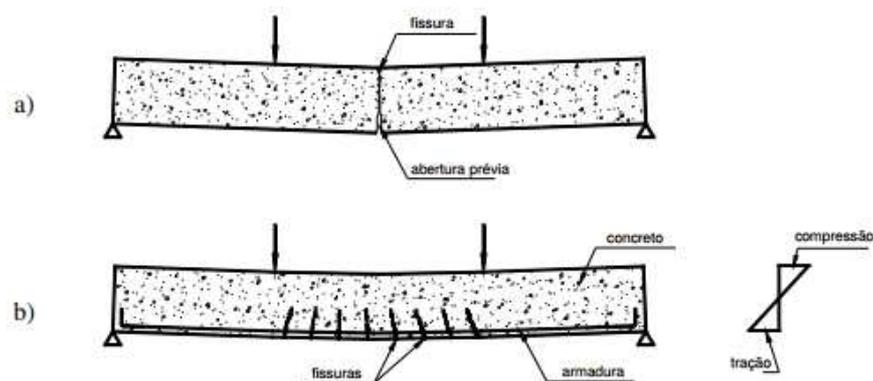
A ABNT - NBR 6118 (2014): Projetos de Estruturas de Concreto Armado, traz as seguintes definições, envolvendo a aderência como elemento essencial ao concreto armado:

Elementos de concreto armado: Aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência. (ABNT NBR 6118:2003).

Na imagem abaixo, é possível fazer uma comparação visual entre uma viga sem armaduras e uma viga com armaduras, observa-se que o modo de ruptura apresenta diferenças entre si. No primeiro onde não há armaduras, a ruptura ocorre por completo, em função da força de tração sofrida pela parte inferior. Já no segundo,

onde há armaduras, ocorrem fissuras na parte inferior, porém, o esforço de tração é absorvido pela armadura, não deixando que a estrutura se rompa por completo.

Figura 19: Vigas de concreto: a) sem armaduras; b) com armaduras.



Fonte: Notas de aula da disciplina de concreto armado I (Bastos, 2014, p.3)

Ao contrário da alvenaria estrutural, onde os esforços são transmitidos apenas pelas paredes à fundação, nas estruturas de concreto armado as cargas atuantes são suportadas por pilares, vigas e lajes, enquanto as alvenarias têm a função apenas de vedação.

Figura 20: Edifício com estrutura de concreto armado moldada in loco.



Fonte: Blog da Engenharia Civil (2015).

2.7.1 Lajes maciças de concreto armado

No pré-dimensionamento das lajes maciças de concreto armado, o primeiro passo é determinar a altura a ser utilizada. Pinheiro (2003), propõe uma estimativa para a altura das lajes maciças com bordas apoiadas ou engastadas, baseado no método de Araújo (2010), podendo ser feita através da Equação 22.

$$d_{est} = \frac{(2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot l}{100} \quad (22)$$

Onde:

d_{est} : altura útil estimada da laje;

n : número de bordas engastadas;

l : menor valor entre l_x (menor vão) e 70% de l_y (maior vão).

Já a altura total da laje pode ser obtida segundo a Equação 23.

$$h_{est} = (d_{est} + c + \phi_1) \quad (23)$$

Onde:

h_{est} : altura estimada;

c : cobrimento nominal;

ϕ_1 : diâmetro da barra da armadura longitudinal.

2.7.2 Determinação das armaduras longitudinais

Para armaduras simples, o dimensionamento da área de aço pode ser realizado através das Equações 24, 25 e 26.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (24)$$

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad (25)$$

$$A_s = 0,8 \cdot \xi \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (26)$$

Onde:

μ : momento fletor reduzido;

M_d : momento fletor de cálculo;

b : largura da seção;

d : altura útil;

σ_{cd} : tensão de cálculo do concreto, dada por $(0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$

ξ : razão entre a posição da linha neutra e a altura útil;

A_s : área de aço;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto.

γ_c : coeficiente de ponderação do concreto.

2.8 SOFTWARE PARA O DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO EBERICK V10

O software foi desenvolvido pela empresa AltoQI com a finalidade de cálculo e detalhamento de edificações em concreto armado. De acordo com a plataforma AltoQI, o Eberick V10 é um software para projeto estrutural em concreto armado

moldado in-loco e concreto pré-moldado que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos.

O programa realiza o dimensionamento de acordo com as normas, tendo como principal base a ABNT - NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014).

2.9 SINAPI

O SINAPI, segundo o website da Caixa Econômica Federal, é indicado pelo Decreto 7983/2013, que propõe regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de engenharia, contratados e executados com recursos dos orçamentos da União, para referência de custo, e pela Lei 13.303/2016, que discorre sobre o estatuto jurídico da empresa pública, da sociedade de economia mista e de suas subsidiárias.

2.10 TRABALHOS RELACIONADOS

2.10.1 Filho (2010)

Neste estudo, o autor busca comparar o sistema construtivo da alvenaria estrutural com blocos cerâmicos e lajes de concreto armado moldadas in loco e estruturas aporticadas de concreto armado, para um mesmo empreendimento habitacional de múltiplos pavimentos. A análise é feita tendo como base os custos e prazos de execução da obra, utilizando dados de uma construtora gaúcha.

Como metodologia, os quantitativos de serviços e insumos baseados nos projetos específicos e dados obtidos da construtora foram levantados, assim como os preços para tais, tendo como parâmetro a cidade de atuação da mesma. Após o estudo realizado, concluiu-se que para as condições consideradas, a alvenaria

estrutural apresentou uma redução dos custos de construção, considerando os diretos, como fundações, estrutura e vedações, como também o prazo de execução.

2.10.2 Dellatorre (2014)

Este trabalho teve como objetivo um estudo comparativo entre os sistemas construtivos da alvenaria estrutural em blocos cerâmicos com laje pré-moldada e concreto armado convencional, arranjado por vigas, pilares, lajes e com alvenaria de vedação, considerando edifícios e empreendimentos no Rio Grande do Sul.

A análise foi feita analisando seus custos de execução e mão de obra, em um mesmo projeto, para a formação de planilhas de quantitativos e preços de cada composição existente, implementando gráficos indicando suas diferenças para que sua comparação fosse possível. Como resultado, obteve-se que a alvenaria estrutural se mostrou mais viável, pois houve uma redução significativa nos custos.

2.10.3 Pilotto e Valle (2011)

Esse estudo procura encontrar a melhor solução, no campo econômico, para o edifício residencial Piazza Maggiore, de tamanho e padrão médios. O comparativo é com base em um mesmo empreendimento executado em concreto armado e alvenaria estrutural. Os levantamentos de quantitativos dos serviços foram feitos através de estudos do projeto arquitetônico e de informações obtidas com os responsáveis pelo projeto.

Como resultado, concluiu-se que o custo com o conjunto alvenaria, supra estrutura e revestimento são mais baixos na alvenaria estrutural. Além do mais, a tal método apresenta maior produtividade em certas atividades e o custo obtido para a mão de obra foi menor. Com a soma de todos os itens de obra, a redução apresentada pelo sistema de alvenaria estrutural foi de 8%.

2.10.4 Junges e Nunes (2008)

O objetivo deste trabalho foi realizar uma comparação de custos na cidade de Cuiabá entre os sistemas construtivos em alvenaria estrutural e concreto armado convencional. O objeto de estudo foi um edifício residencial voltado para o público de baixa e média renda, com projetos fornecidos por uma construtora da região.

Foram considerados como padrão comparativo, materiais, mão de obra (incluindo encargos sociais) e equipamentos, estrutura, serviços de acabamentos em paredes e fundação. O tempo de execução foi tido como igual nos dois métodos. A composição dos serviços foi obtida por meio de consulta a TCPO – Tabela de composição de preços para orçamentos. Para a comparação dos custos foi feita uma pesquisa de preços no mercado de Cuiabá, consultando os principais fornecedores de equipamentos, materiais e serviços. Já os encargos sociais foram calculados por meio de taxa de leis sociais e riscos do trabalho.

Concluiu-se com o resultado dos comparativos que o sistema de alvenaria estrutural apresenta seu custo 29,72% abaixo do sistema de estrutura convencional com alvenaria de vedação de tijolos cerâmicos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

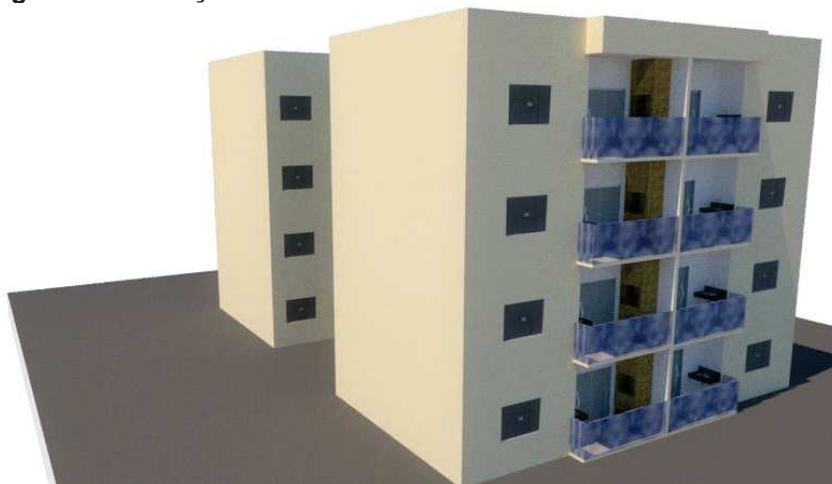
O dimensionamento e a avaliação dos custos são fases importantes em uma obra, pois a partir deles é possível avaliar os benefícios de tal e remediar os pontos negativos em sua construção. Nessa seção serão abordados os métodos utilizados para o dimensionamento e para o orçamento realizado.

3.1 APRESENTAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento utilizado como base comparativa é um edifício de quatro pavimentos, sem elevador. Cada pavimento possui quatro apartamentos, de dois dormitórios cada. O edifício se enquadra nas especificações de padrão normal do CUB.

Seus apartamentos tipo possuem 71,71 m² de área privativa, com sacada. Os pavimentos tipo e térreo possuem 328,54 m², cada. As plantas baixas do edifício podem ser vistas nos Apêndices A e B. Nas Figuras 21 e 22, são apresentadas a elevação e a planta baixa mobiliada do edifício, respectivamente.

Figura 21: Elevação do edifício em estudo.



Fonte: Própria do autor (2018).

Figura 22: Planta baixa mobiliada dos apartamentos.



Fonte: Própria do autor (2018).

3.2 DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

O dimensionamento da estrutura de alvenaria estrutural seguiu as recomendações da ABNT - NBR 15961-1 e ABNT - NBR 15961-2, para blocos de concreto, de acordo com o equacionamento citado no referencial teórico. Tal bloco foi escolhido por apresentar boa resistência e por ser facilmente encontrado na região. As lajes utilizadas foram de concreto armado, seguindo o mesmo padrão do dimensionamento do programa Eberick, tal padrão é o de lajes maciças de concreto armado de 12 centímetros de espessura.

A resistência da argamassa utilizada está na faixa de 1,5 a 3,4 MPa. Como citado anteriormente, os detalhes de cantos e bordas são mais simples de serem executados quando o módulo e a espessura dos blocos são os mesmos, portanto, esse modelo foi adotado no estudo. Os blocos utilizados foram os da família 29, com módulo e espessura de 15 centímetros. A verificação à compressão das paredes foi feita considerando alvenaria não armada.

Os dados das ações do vento utilizadas no cálculo das ações horizontais podem ser verificados no Apêndice C.

3.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

A estrutura de concreto armado foi dimensionada e detalhada com a ajuda do software Eberick, tendo como base a ABNT NBR 6118 (Associação Brasileira de normas Técnicas, 2014) em seus cálculos.

Os dados utilizados foram os seguintes:

- Vento: os mesmos dados aplicados para o cálculo da estrutura em alvenaria estrutural foram aplicados para o concreto armado, tais informações correspondem à velocidade do vento, coeficientes e dados da edificação podem ser verificados no Apêndice C;

- Materiais e durabilidade: o concreto configurado foi da classe C25 (com resistência à compressão de 25 MPa em 28 dias). O aço a ser utilizado nas armaduras é do tipo CA50 e CA60 (com tensão de escoamento de 50Kgf/mm² e 60Kgf/mm², respectivamente). A classe de agressividade adotada foi a II (agressividade moderada) e a dimensão do agregado 19mm;

- Peso específico do bloco utilizado na alvenaria: o peso específico correspondente ao bloco cerâmico é de 13KN/m³;

- Laje: foram utilizadas lajes maciças de concreto armado de 12 cm de espessura. O concreto armado possui peso específico de 25KN/m³.

Após a configuração dos materiais e dados, o lançamento da estrutura foi feito, começando pelos pilares, depois as vigas e por último as lajes. As vigas possuem, em sua maior parte, seção transversal de 15x40cm. As dimensões dos pilares variaram de acordo com as necessidades devido as cargas atuantes. Esse modelo foi reproduzido para todos os pavimentos. As escadas foram criadas por meio de pavimentos intermediários no térreo, pavimento tipo 1 e pavimento tipo 2.

As cargas atuantes na estrutura, tanto para o concreto armado, quanto para a alvenaria estrutural foram determinadas de acordo com a ABNT NBR 6120 - Versão Corrigida:2000 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980).

3.4 ANÁLISE FINANCEIRA E LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS

O levantamento dos quantitativos e serviços foi realizado por meio da medição no projeto. Seu orçamento foi implementado com base em tabelas de referência do SINAPI, utilizando as composições do próprio sistema, que levam em consideração os insumos e mão de obra implementados para cada serviço e podem ser encontradas no website da Caixa Econômica Federal. Um exemplo de composição é apresentado na Figura 23.

Figura 23: Exemplo de composições do Sinapi.

PARE	87456	ALVENARIA DE VEDAÇÃO DE BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO DE 14X19X39CM (ESPESSURA 14CM) DE PAREDES COM ÁREA LÍQUIDA MAIOR OU IGUAL A 6M² SEM VÃOS E ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO COM PREPARO MANUAL. AF_06/2014	M2	
INSUMO	651	BLOCO VEDAÇÃO CONCRETO 14 X 19 X 39 CM (CLASSE C - NBR 6136)	UN	13,5000000
INSUMO	34547	TELA DE AÇO SOLDADA GALVANIZADA/ZINCADA PARA ALVENARIA, FIO D = *1,20 A 1,70* MM, MALHA 15 X 15 MM, (C X L) *50 X 12* CM	M	0,4200000
INSUMO	37395	PINO DE AÇO COM FURO, HASTE = 27 MM (AÇÃO DIRETA)	CENTO	0,0100000
COMPOSICAO	87369	ARGAMASSA TRAÇO 1:2:8 (CIMENTO, CAL E AREIA MÉDIA) PARA EMBOÇO/MASSA ÚNICA/ASSENTAMENTO DE ALVENARIA DE VEDAÇÃO, PREPARO MANUAL. AF_06/2014	M3	0,0103000
COMPOSICAO	88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,8900000
COMPOSICAO	88316	SERVEnte COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,4450000

Fonte: Sinapi (2018).

- Alvenaria estrutural

Para o levantamento da área de paredes do edifício, foram medidos seus comprimentos e multiplicados pelo pé direito da edificação. O SINAPI determina que os vãos devem ser descontados, portanto, será feito o valor obtido subtraindo-se a área de todos os vãos, separando-as em paredes de área maior ou menor que 6 m², com ou sem vãos. Foram previstos pontos de grauteamento no encontro de paredes e nos bordos de cada vão, para que haja maior rigidez nas mesmas.

Acima de cada porta será feita uma verga em bloco canaleta e nas janelas, vergas e contravergas serão utilizadas. Tais elementos são aplicados na alvenaria estrutural para vencer aberturas nas paredes e dar mais solidez a estrutura, elas serão

executadas em blocos tipo canaleta grauteados. Além disso, acima das paredes de cada pavimento será usada uma cinta de amarração, também em blocos canaleta. Esta tem a finalidade de transmitir esforços para a consolidação das paredes, além do cintamento das mesmas.

Para a armação vertical das paredes, foram utilizadas barras de aço de 10 mm. Neste processo, deve-se grautar os furos onde irão as armaduras. A composição do SINAPI, que diz respeito à armação vertical, quantifica o insumo em Kg, portanto a conversão das armaduras de metro linear para peso será necessária. Isso será feito com a ajuda da Figura 24, que oferece os valores das massas lineares para cada bitola.

Figura 24: Áreas de aço de acordo com a bitola e quantidade de barras.

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – A_s [cm ²]									
ϕ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,80
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

Fonte: UTFPR (Acessado em 2018).

Para a armação da cinta de amarração, foram utilizadas 2 barras de 10mm em todo o seu comprimento. Para vergas e contravergas foram empregadas 2 barras de 8 mm em suas extensões.

O volume de graute necessário é calculado multiplicando-se a área da quantidade de orifícios dos blocos a serem grauteados pela altura das paredes. Para o cálculo do grauteamento das vergas, contravergas e cintas de amarração foi feito a multiplicação da área da cavidade do bloco pelos seus respectivos comprimentos.

- Concreto armado

Para o levantamento dos quantitativos do concreto armado, no quesito paredes e armaduras, a mesma metodologia empregada na alvenaria estrutural foi utilizada, porém, retirando também as áreas dos elementos estruturais. Para o volume de concreto, a área da seção transversal do elemento foi calculada e depois disso, esse valor foi multiplicado pelo comprimento do elemento, encontrando assim, o valor necessário para ele.

As vergas e contravergas do concreto armado são quantificadas em metro linear, de acordo com as composições utilizadas, portanto, foram medidas as metragens necessárias destas, separando-as por portas e janelas.

A metragem quadrada das fôrmas para concretagem de vigas e pilares foi feita de acordo com a Equação 27, considerou-se no quantitativo desse item, a quantidade de utilizações, pois as tabelas do SINAPI determinam que as fôrmas de pilares podem ser utilizadas duas vezes e quatro para fôrmas de vigas.

$$A(m^2) = [(2 \times b) + (2 \times h)] \times C \quad (27)$$

Sendo:

b : base do elemento;

h : altura;

C : comprimento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nessa seção, serão apresentados os resultados obtidos com o dimensionamento da estrutura, levantamento de quantitativos e o comparativo financeiro entre os métodos.

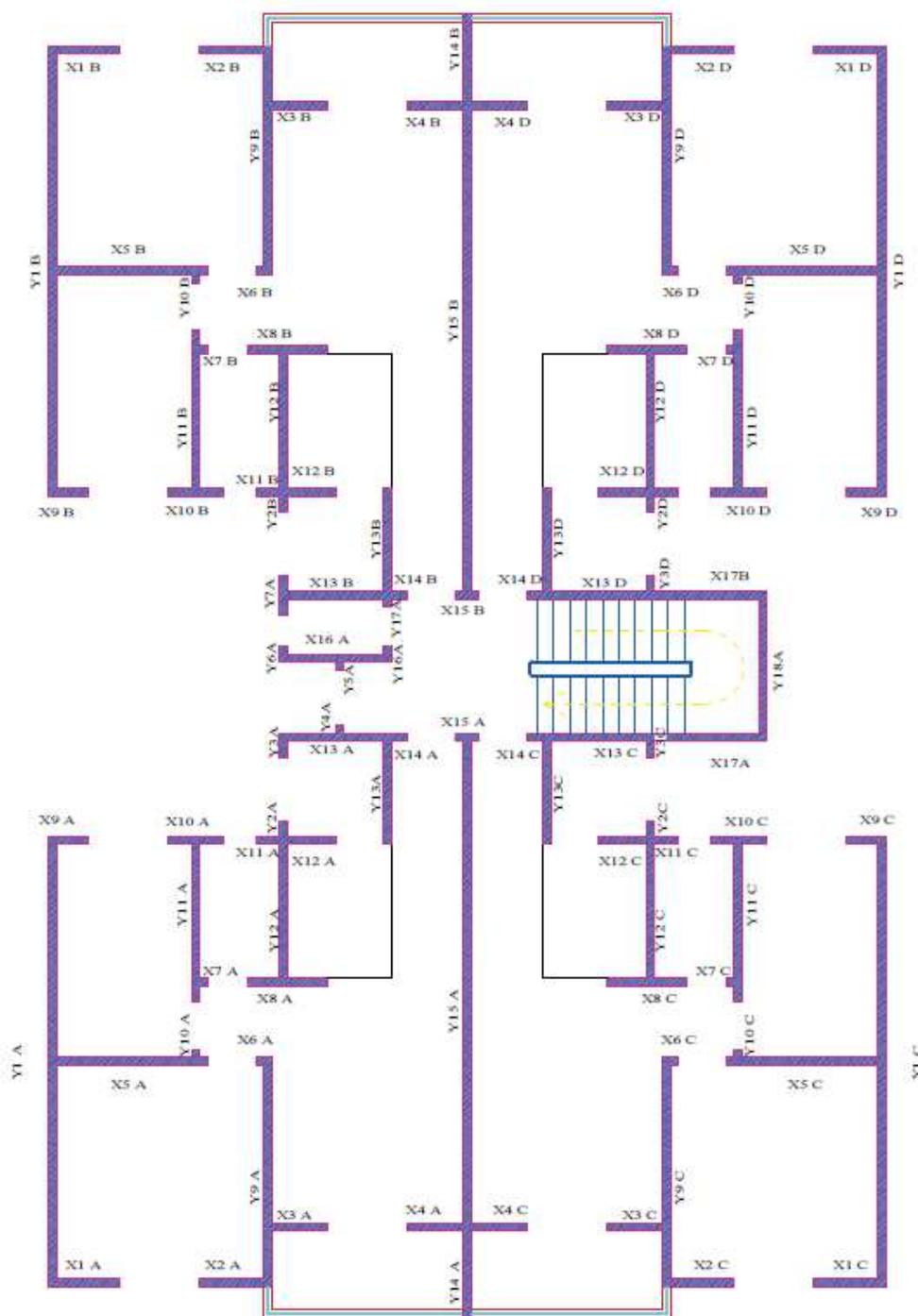
4.1 DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Serão apresentados nesta seção, os resultados obtidos para o dimensionamento da alvenaria estrutural.

4.1.1 Determinação das cargas atuantes nas paredes

Para facilitar a determinação das cargas atuantes nas paredes da alvenaria estrutural, foram criados grupos de paredes isoladas, conforme mostrado da Figura 25.

Figura 25: Grupos de paredes isoladas e numeração.



Fonte: Própria do autor (2018).

Feito isso, as cargas atuantes em cada grupo foram calculadas, levando em consideração peso próprio das paredes, peso próprio lajes e sobrecargas, como mostra a Tabela 8:

Tabela 8: Cargas atuantes no grupos de paredes por pavimento.

Grupo	L (m)	G Total (KN)	Q Total (KN)	Carga Pavimento (KN/m)							
				4		3		2		1	
				G	Q	G	Q	G	Q	G	Q
1	13,505	159,57	27,42	11,82	2,03	23,63	4,06	35,45	6,09	47,26	8,12
2	6,82	91,84	19,52	13,47	2,86	26,93	5,72	40,40	8,58	53,87	11,45
3	4,35	55,41	10,34	12,74	2,38	25,47	4,76	38,21	7,13	50,95	9,51
4	6,07	70,05	11,88	11,54	1,96	23,08	3,91	34,62	5,87	46,16	7,83
5	13,725	261,08	67,41	22,36	4,91	41,15	9,82	59,95	14,73	78,74	19,65
6	4,955	53,86	8,30	10,87	1,67	21,74	3,35	32,61	5,02	43,48	6,70
7	13,725	261,08	67,41	22,36	4,91	41,15	9,82	59,95	14,73	78,74	19,65
8	13,505	159,57	27,42	11,82	2,03	23,63	4,06	35,45	6,09	47,26	8,12
9	6,82	91,84	19,52	13,47	2,86	26,93	5,72	40,40	8,58	53,87	11,45
10	4,35	55,17	10,34	12,68	2,38	25,37	4,76	38,05	7,13	50,73	9,51
11	6,07	70,05	11,88	11,54	1,96	23,08	3,91	34,62	5,87	46,16	7,83
12	2,625	25,87	3,23	9,86	1,23	19,71	2,46	29,57	3,69	39,42	4,91
13	5,33	53,34	6,96	10,01	1,31	20,01	2,61	30,02	3,92	40,03	5,22
14	13,505	159,57	27,42	11,82	2,03	23,63	4,06	35,45	6,09	47,26	8,12
15	6,82	91,84	19,52	13,47	2,86	26,93	5,72	40,40	8,58	53,87	11,45
16	4,35	55,17	10,34	12,68	2,38	25,37	4,76	38,05	7,13	50,73	9,51
17	6,07	70,05	11,88	11,54	1,96	23,08	3,91	34,62	5,87	46,16	7,83
18	16,378	177,12	29,37	10,81	1,79	21,63	3,59	32,44	5,38	43,26	7,17
19	13,505	159,57	27,42	11,82	2,03	23,63	4,06	35,45	6,09	47,26	8,12
20	6,82	91,84	19,52	13,47	2,86	26,93	5,72	40,40	8,58	53,87	11,45
21	4,35	55,17	10,34	12,68	2,38	25,37	4,76	38,05	7,13	50,73	9,51
22	6,07	70,05	11,88	11,54	1,96	23,08	3,91	34,62	5,87	46,16	7,83

Fonte: Própria do autor (2018).

Com os dados da carga atuante em cada grupo de parede, foi possível fazer o dimensionamento à compressão simples na alvenaria, encontrando o valor do F_k necessário para cada, como determina a Tabela 9, sendo que antes, foi necessário o cálculo do coeficiente R , para que esse possa ser aplicado na Equação 7, apresentada anteriormente, de acordo com a demonstração:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\frac{2,92}{0,14}}{40} \right)^3 \right] = 0,86$$

Com isso, é preciso aplicar os coeficientes de majoração de cargas. N_{td} pode ser escrito da seguinte forma:

$$N_{td} = 1,4 F_k$$

A carga f_{d1} pode ser definida da forma abaixo:

$$f_{d1} = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{f_k}{2,0}$$

Substituindo tais valores na equação, temos:

$$1,4 F_k = \frac{f_k}{2,0} \times (0,14m \times L) \times 0,86$$

Logo:

$$f_k = 23,26 \times \frac{F_k}{L}$$

Onde f_k é a força resistente da parede em KN/m^2 e F_k é a resistência característica total, incluindo cargas permanentes e variáveis, em KN . O parâmetro L é o comprimento do grupo de paredes.

Para que a resistência nominal do bloco seja relacionada com a resistência da parede, usou-se a resistência característica do prisma f_{pk} :

$$f_k = 0,7f_{pk}$$

Portanto:

$$f_{pk} = 33,2 \times \frac{F_k}{L}$$

Tabela 9: Valores de Fpk necessários em cada grupo de paredes.

Fpk necessário (MPa)					
Grupo	Paredes	4	3	2	1
1	X1A, Y1A, X5A, Y10A, X9A	0,46	0,85	0,92	1,31
2	X2A, Y9A, X3A, X6A	0,54	0,99	1,08	1,53
3	X10A, Y11A, X7A	0,50	0,92	1,00	1,43
4	X8A, Y12A, X11A, Y2A, X12A	0,45	0,83	0,90	1,28
5	Y14A, X4A, X4C, Y15A, X15A	0,91	1,53	1,69	2,32
6	Y13A, X14A, X13A, Y4A, Y3A	0,42	0,78	0,83	1,19
7	Y14B, X4B, X4D, Y15B, X15B	0,91	1,53	1,69	2,32
8	X1B, Y1B, X5B, Y10B, X9B	0,46	0,85	0,92	1,31
9	X2B, Y9B, X3B, X6B	0,54	0,99	1,08	1,53
10	X10B, Y11B, X7B	0,50	0,92	1,00	1,42
11	X8B, Y12B, X11B, Y2B, X12B	0,45	0,83	0,90	1,28
12	Y16A, Y5A, X16A, Y6A	0,37	0,70	0,74	1,06
13	Y17A, X14B, Y13B, X13B, Y7A	0,38	0,71	0,75	1,08
14	X1C, Y1C, X5C, Y10C, X9C	0,46	0,85	0,92	1,31
15	X2C, Y9C, X3C, X6C	0,54	0,99	1,08	1,53
16	X10C, Y11C, X7C	0,50	0,92	1,00	1,42
17	X8C, Y12C, X11C, Y2C, X12C	0,45	0,83	0,90	1,28
18	X14C, Y13C, X13C, Y3C, X17A, Y18A, X17B, Y3D, X13D, Y13D, X14D	0,42	0,78	0,84	1,20
19	X1D, Y1D, X5D, Y10D, X9D	0,46	0,85	0,92	1,31
20	X2D, Y9D, X3D, X6D	0,54	0,99	1,08	1,53
21	X10D, Y11D, X7D	0,50	0,92	1,00	1,42
22	X8D, Y12D, X11D, Y2D, X12D	0,45	0,83	0,90	1,28
Resistência dos Blocos (Mpa)		4,5	4,5	4,5	4,50
Fd (flexocompressão)		1260	1260	1260	1260
Fpk (MPa)		3,6	3,6	3,6	3,60
Fpk (KN/m²)		3600	3600	3600	3600

Fonte: Própria do autor (2018).

Observando os valores de F_{pk} necessários e comparando-os com a Tabela 10, que apresenta as principais resistências de blocos de concreto vazados, pode-se concluir que, em todas as paredes do edifício o bloco a ser utilizado será o de resistência 4,5MPa, já que nenhum dos valores ultrapassou o valor de 3,6 Mpa.

Tabela 10: Características de resistência dos blocos de concreto.

fbk (Mpa)	f _{pk} /fbk (Mpa)	f _{pk}	f _{pk} * (graute em todos os furos)	f _{pk} * (1 graute a cada 2 furos)	f _{pk} (2 cordões)	f _{pk} * (graute em todos os furos e 2 cordões)	f _{pk} * (1 graute a cada 2 furos e 2 cordões)
4,5	0,8	3,6	5,76	4,68	2,88	4,61	3,74
6	0,77	4,6	7,392	6,006	3,696	5,91	4,80
8	0,74	5,9	9,472	7,696	4,736	7,58	6,16
10	0,72	7,2	11,52	9,36	5,76	9,22	7,49
12	0,69	8,3	13,248	10,764	6,624	10,60	8,61

Fonte: Notas de aula (2016).

4.1.2 Determinação das ações causadas pelo vento e pelo desaprumo

A força horizontal equivalente ao desaprumo foi calculada utilizando a Equação 2, citada anteriormente e que está demonstrada na Tabela 11.

Tabela 11: Força horizontal devido ao desaprumo.

Desaprumo	
H (m)	11,68
θ_a	0,002926
ΔP	2798,38
F (KN)	8,19

Fonte: Própria do autor (2018).

Os dados das ações do vento, calculados de acordo com a ABNT – NBR 6123 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988), as propriedades das paredes contraventadas, calculadas por meio da interação por flanges e os esforços

solicitantes devido às ações do vento e ao desaprumo em cada pavimento, podem ser observadas no Apêndice C.

4.1.3 Dimensionamento a flexocompressão

Após a determinação das ações devido ao vento e ao desaprumo, foi possível determinar as cargas de tração nos bordos esquerdo e direito das paredes, por meio dos carregamentos das Tabelas 8 e 24, para que a área de aço fosse calculada. As paredes com necessidade de armaduras e as respectivas áreas de aço podem ser conferidas na Tabela 12, a seguir:

Tabela 12: Determinação das paredes com necessidade de armaduras.

Determinação dos esforços de tração e armaduras nos bordos das paredes contraventadas						
Par	Tração no bordo esq. (KN/m ²)	Tração no bordo dir. (KN/m ²)	As esq cm ²	As dir cm ²	As min cm ²	Área da alma (cm ²)
X5A	-	143,59	-	0,28	4,2000	4200
X5B	-	143,59	-	0,28	4,2000	4200
X5C	143,59	-	0,28	-	4,2000	4200
X5D	143,59	-	0,28	-	4,2000	4200
X13C	255,09	236,68	0,90	0,78	6,3123	6312,32
X13D	255,09	236,68	0,90	0,78	6,3123	6312,32
X14C	255,09	236,68	0,90	0,78	6,3123	6312,32
X14D	255,09	236,68	0,90	0,78	6,3123	6312,32
X17A	255,09	236,68	0,90	0,78	6,3123	6312,32
X17B	255,09	236,68	0,90	0,78	6,3123	6312,32

Fonte: Própria do autor (2018).

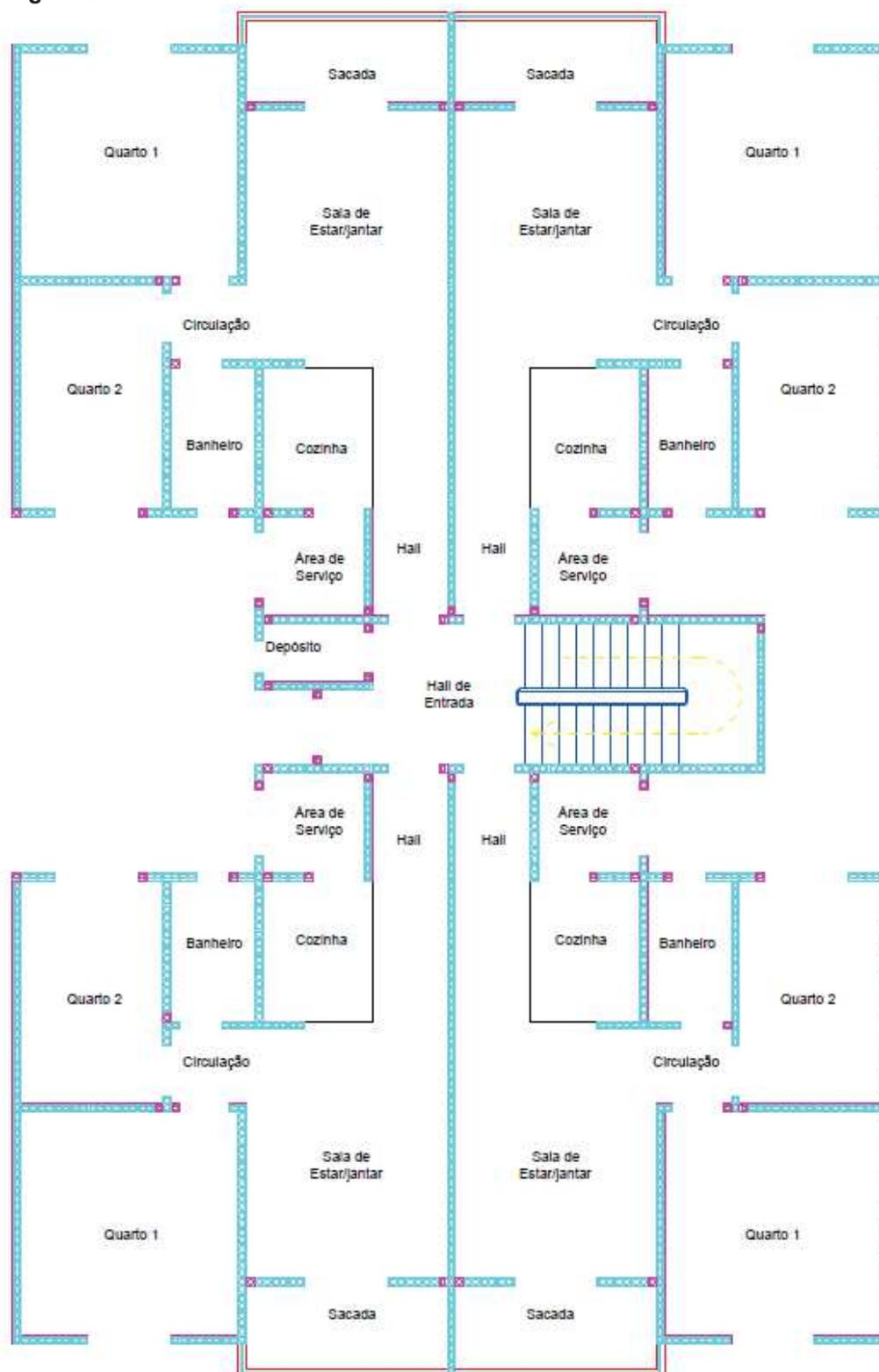
Na alvenaria, a resistência à tração é nula, porém tais esforços devem ser suportadas pela argamassa de assentamento. Na argamassa utilizada no projeto, a resistência a tração é de 0,10 MPa normal à fiada e 0,20 MPa paralela à fiada, como mostrado anteriormente. Esse valor ainda deve ser dividido por $\gamma_m = 2,0$ e após isso, comparado com os valores de esforços de tração em cada parede, que devem ser menores ou iguais a tal resultado. Para tal, as paredes apontadas na tabela obtiveram

valores maiores que a tração resistida. Como em nenhum dos casos a área de aço necessária foi maior do que a mínima exigida para a seção, será usado a área de aço mínima em todas as paredes em que há necessidade.

4.1.4 Modulação horizontal das paredes

Para que o levantamento dos quantitativos da alvenaria estrutural seja possível, é necessário que a modulação da primeira fiada seja prevista, para determinar quais blocos serão utilizados no levantamento das paredes. Na Figura 26 é possível observá-la. Os blocos a serem utilizados são os descritos na legenda, mais os blocos tipo canaleta.

Figura 26: Primeira fiada de blocos.



Família 29

■ Bloco de Concreto estrutura 4,5 MPa 14x14x19

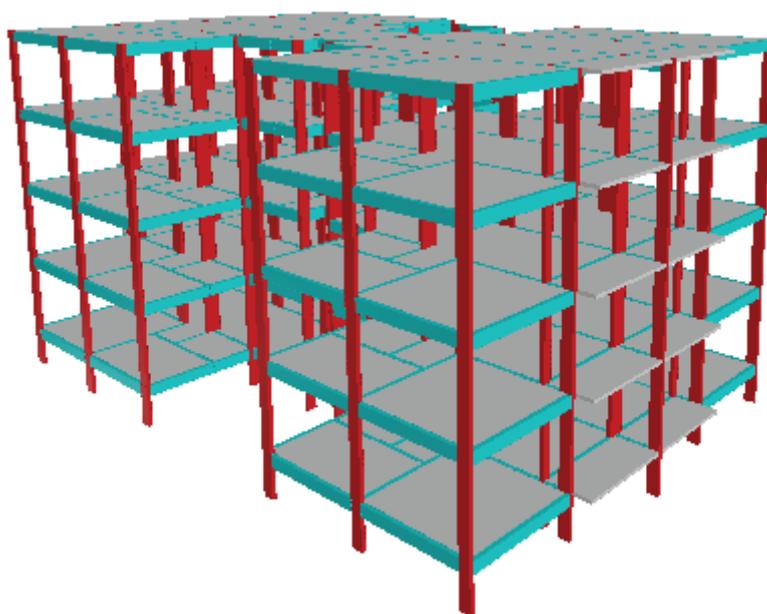
▨ Bloco de concreto estrutural 4,5 MPa 14x29x19

Fonte: Própria do autor (2018).

4.2 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

O dimensionamento da estrutura em concreto armado foi realizado no software Eberick, obtendo o pórtico ilustrado na Figura 27. Os relatórios do dimensionamento e a planta de fôrmas constam nos Apêndices D e E, respectivamente.

Figura 27: Pórtico da estrutura em concreto armado.



Fonte: Software Eberick.

4.3 QUANTITATIVOS E CUSTOS

Nesta seção, serão apresentados os quantitativos e custos obtidos por meio das composições do SINAPI desonerado, com mês de referência de março de 2018.

4.3.1 Alvenaria estrutural

Com os quantitativos levantados, foi possível obter os custos da superestrutura da alvenaria estrutural, dispostos na Tabela 13.

Tabela 13: Orçamento da superestrutura da alvenaria estrutural.

ORÇAMENTO PARA A SUPERESTRUTURA EM ALVENARIA ESTRUTURAL						
SINAPI Código	Item 1	Discriminação dos serviços	Un.	Quantidade	Preço Unitário	Total
	1.1			Superestrutura		
89467	1.1.1	Alvenaria com blocos de concreto estrutural 14cmx19cmx29cm, Fbk= 4,5 Mpa, para paredes com vãos e área líquida > 6m ²	m ²	1032,704	R\$ 61,04	R\$ 63.039,35
89463	1.1.2	Alvenaria com blocos de concreto estrutural 14cmx19cmx29cm, Fbk= 4,5 Mpa, para paredes sem vãos e área líquida > 6m ²	m ²	851,76	R\$ 58,88	R\$ 50.151,63
89466	1.1.3	Alvenaria com blocos de concreto estrutural 14cmx19cmx29cm, Fbk= 4,5 Mpa, para paredes com vãos e área líquida < 6m ²	m ²	166,56	R\$ 64,98	R\$ 10.823,07
89462	1.1.4	Alvenaria com blocos de concreto estrutural 14cmx19cmx29cm, Fbk= 4,5 MPa, para paredes sem vãos e área líquida < 6m ² .	m ²	151,2	R\$ 61,01	R\$ 9.224,71
89996	1.1.5	Armação vertical utilizando diâmetro 10 mm.	Kg	1547,32	R\$ 5,48	R\$ 8.479,31
89999	1.1.6	Armação de verga e contra verga utilizando diâmetro 8 mm.	Kg	281,76	R\$ 8,96	R\$ 2.524,57
89998	1.1.7	Armação de cinta utilizando diâmetro 10mm.	Kg	279	R\$ 5,04	R\$ 1.406,16
89993	1.1.8	Grauteamento vertical em paredes de alvearia estrutural	m ³	16,52	R\$ 586,55	R\$ 9.689,81

SINAPI	Item	Discriminação dos serviços	Un.	Quantidade	Preço Unitário	Total
Código	1					
	1.1			Superestrutura		
89994	1.1.9	Grauteamento de contraverga em alvenaria estrutural.	m ³	1,65	R\$ 477,34	R\$ 787,61
89995	1.1.10	Grauteamento de cinta superior ou verga em alvenaria estrutural	m ³	14,18	R\$ 558,62	R\$ 7.921,23
Total						R\$ 164.047,45

Fonte: Própria do autor (2018).

4.3.2 Concreto armado

O orçamento para o concreto armado está disposto na Tabela 14.

Tabela 14: Levantamento dos quantitativos e custos do concreto armado.

ORÇAMENTO PARA A CONSTRUÇÃO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO						
SINAPI	Item	Discriminação dos serviços	Un	Quantidade	Preço Unitário	Total
Código	1.1	Superestrutura		Paredes		
87479	1.1.1	Alvenaria de vedação com blocos cerâmicos de 14cmx19cmx39cm com argamassa de assentamento de preparo na betoneira para paredes sem vãos e área líquida > 6m ²	m ²	635,42	R\$ 44,30	R\$ 28.149,11
87473	1.1.2	Alvenaria de vedação com blocos cerâmicos 14cmx19cmx39cm com argamassa de assentamento de preparo na betoneira para paredes sem vãos e área líquida < 6m ²	m ²	289,37	R\$ 48,59	R\$ 14.060,49
87491	1.1.3	Alvenaria de vedação com blocos cerâmicos de 14cmx19cmx39cm	m ²	510,72	R\$ 47,83	R\$ 24.427,74

Código	Item 1.1	Discriminação dos serviços Superestrutura	Un	Quantidade	Preço Unitário	Total
		com argamassa de assentamento de preparo manual para paredes com vãos e área líquida > 6m ²				
87485	1.1.4	Alvenaria de vedação com blocos cerâmicos de 14cmx19cmx39cm com argamassa de assentamento de preparo na betoneira para paredes com vãos e área líquida <6m ²	m ²	365,76	R\$ 54,74	R\$ 20.021,70
93190	1.1.5	Vergas moldadas in loco, para janelas de até 1,5m de comprimento, com a utilização de blocos tipo canaleta.	M	106,4	R\$ 27,48	R\$ 2.923,87
93196	1.1.6	Contravergas moldadas in loco, para janelas de até 1,5m de comprimento, com a utilização de blocos tipo canaleta.	M	129,6	R\$ 35,12	R\$ 4.551,55
93192	1.1.7	Vergas moldadas in loco para portas de até 1,5m de comprimento, com a utilização de blocos tipo canaleta.	M	116,2	R\$ 32,65	R\$ 3.793,93
	1.2			Pilares		
92759	1.2.1	Armação de pilar utilizando aço CA-60 de 5 mm.	Kg	1028,12	R\$ 8,73	R\$ 8.975,49
92762	1.2.2	Armação de pilar em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 10 mm.	Kg	2562,35	R\$ 5,65	R\$ 14.477,28
92763	1.2.3	Armação de pilar em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 12,5 mm.	Kg	4278,28	R\$ 4,97	R\$ 21.263,05
92764	1.2.4		Kg	129,12	R\$ 4,58	R\$ 591,37

Código	Item 1.2	Discriminação dos serviços Superestrutura	Un	Quantidade	Preço Unitário	Total
		Armação de pilar em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 16 mm.				
92415	1.2.5	Fabricação, montagem e desmontagem de formas para pilares em madeira resinada, chapa de 17mm de espessura, 2 utilizações.	m ²	365,6	R\$ 85,44	R\$ 31.236,86
92720	1.26	Concretagem de pilares, Fck = 25MPa, lançamento, adensamento e acabamento.	m ³	41,6	R\$ 309,40	R\$ 12.871,04
	1.3			Vigas		
Código	Item 1.3	Discriminação dos serviços Superestrutura	Un	Quantidade	Preço Unitário	Total
92759	1.3.1	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-60 de 5 mm.	Kg	625,3	R\$ 8,73	R\$ 5.458,87
92760	1.3.2	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 6,3 mm.	Kg	178,1	R\$ 7,40	R\$ 1.317,94
92761	1.3.3	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 8,0 mm.	Kg	1160,3	R\$ 6,98	R\$ 8.098,89
92762	1.3.4	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 10,0 mm.	Kg	700,1	R\$ 5,65	R\$ 3.955,57
92763	1.3.5	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 12,5 mm.	Kg	325,5	R\$ 4,97	R\$ 1.617,74
92764	1.3.6	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 16 mm.	Kg	204,6	R\$ 4,58	R\$ 937,07

Código	Item 1.3	Discriminação dos serviços Superestrutura	Un	Quantidade	Preço Unitário	Total
92765	1.3.7	Armação de vigas em estrutura convencional Utilizando aço CA-50 de 20 mm.	Kg	55,3	R\$ 4,16	R\$ 230,05
92456	1.3.8	Fabricação, montagem e desmontagem de formas para vigas em madeira resinada, chapa de 17mm de espessura, 4 utilizações.	m ²	166,35	R\$ 85,97	R\$ 14.301,11
-	1.3.9	Concretagem de vigas, Fck = 25MPa, lançamento, adensamento e acabamento.	m ³	40,1	R\$ 294,45	R\$ 11.807,45
Total						R\$ 235.068,15

Fonte: Própria do autor (2018).

Como o objetivo do trabalho é o comparativo técnico financeiro, foram orçados apenas os elementos que diferem entre si em relação às duas estruturas, portanto, lajes e escadas não estão inclusas no orçamento.

4.3.3 Comparativo

Tendo como base o explanado durante o trabalho, é evidente que para o uso do sistema em alvenaria estrutural, é necessário um maior controle de qualidade na execução e um projeto mais elaborado e inspecionado. A mão de obra deve ser qualificada para esse tipo específico de sistema. Já o método do concreto armado possui vasta mão de obra disponível no mercado e tem a vantagem de dar a opção de uma grande variedade de estruturas.

Dellatorre (2014), que procedeu com seu trabalho na região do Rio Grande do Sul, encontrou uma diferença de 36,37% entre superestruturas em concreto

armado e alvenaria estrutural, sendo que no segundo, o pavimento térreo era destinado a estacionamentos construído em concreto armado.

Comparando os valores encontrados para cada método neste estudo, podemos observar uma economia de 30,2% ao adotar o uso da superestrutura em alvenaria estrutural. Analisando tal diferença, é possível observar que os valores obtidos para os blocos de alvenaria de vedação foram discrepantes, R\$ 133.238,76 para a alvenaria estrutural e R\$ 86.659,03 para o concreto armado.

Grande parte dessa diferença na alvenaria de vedação se deve ao fato de que para a estrutura em concreto armado a área líquida das paredes é feita descontando-se a área dos elementos estruturais que a rodeiam.

As fôrmas custam R\$ 45.537,97 do valor total gasto na estrutura de concreto armado, representando 20,09%, enquanto as armaduras representam 28,47% (R\$ 66.923,31). Na alvenaria estrutural as armaduras verticais e cintas estão em torno de 6% (R\$9.885,87).

A análise diz que, no geral, que a economia se deve a menor utilização de armaduras, fôrmas e concreto. Pois na alvenaria estrutural, grande parte da carga é suportada pelas paredes, tanto as horizontais quanto as verticais, diminuindo o uso de fôrmas e armaduras, sendo o grauteamento feito no próprio elemento. Já no concreto armado, as cargas são supridas pelo emprego de pilares e vigas, fazendo com que a utilização do aço e do concreto estrutural seja muito superior. No Gráfico 1, é possível observar a representatividade dos valores obtidos.

Gráfico 1: Representatividade de custos.



Fonte: Própria do autor (2018).

5 CONCLUSÃO

Por meio dos estudos realizados nesse trabalho, no qual o principal objetivo foi dimensionar e comparar os sistemas construtivos em alvenaria estrutural e concreto armado, levando em conta a superestrutura, buscando a viabilidade técnico financeira, percebeu-se uma diferença entre os dois métodos.

A alvenaria estrutural possui uma vantagem financeira sobre o concreto armado, pois como foi exposto, poupa-se recursos utilizando a alvenaria, não apenas na vedação, mas também como estrutura. Porém, tal vantagem pode ser inviabilizada pelas patologias geradas pela má execução do projeto. Deve-se preponderar que a economia do sistema tem que estar aliada a um projeto bem planejado e executado, evitando desperdícios e falhas.

Devido ao preço das edificações ser atestado por metro quadrado, a vantagem financeira se torna nula na hora da compra do imóvel nas mãos das construtoras, pois independentemente do método construtivo adotado, dificilmente o preço da edificação diminui. Com isso o sistema seria viável para edificações onde a iniciativa não fosse privada, fazendo com que o consumidor final conseguisse obter economia na construção.

Portanto, é de suma importância atestar, que a alvenaria estrutural pode não ser a melhor escolha em todos os casos, tendo em vista que os projetos devem seguir premissas como vãos relativamente pequenos, a impossibilidade de mudar paredes de lugar e de rasga-las. Tendo em vista tais contras, aliando-os à falta de mão de obra qualificada para tal, a alvenaria estrutural não se mostra completamente viável apesar da economia financeira.

A diferença entre valores encontradas neste trabalho pode variar de acordo com a região adotada, com as características da edificação, entre outras questões. Desse modo, é importante salientar que tais valores não devem ser generalizados ou aplicados para tipos diferentes de edificações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

ALVENARIA ESTRUTURAL. UFRGS. Disponível em:
<http://www.ufrgs.br/napead/repositorio/objetos/alvenaria-estrutural/blocos_concreto.php>. Acessado em: 25 de setembro de 2017.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado de acordo com a nova NBR 6118**. 2 ed. Rio Grande: Dunas, 2003.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado de acordo com a nova NBR 6118**. 2 ed. Rio Grande: Dunas, 2003.

ARCARI A. **Alvenaria estrutural e estruturas aporricadas de concreto**. Porto Alegre. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1**: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-2**: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte 2: Execução e controle de obra. Rio de Janeiro, 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

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

BASTOS P. S. S. **Alvenaria Estrutural**. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista. Bauru/SP, 2016.

BASTOS P. S. S. **Estruturas de Concreto Armado**. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista. Bauru/SP, 2014.

BLOCOS DE CONCRETO ESTRUTURAL. Disponível em:
< <http://www.iporablocos.com.br/bloco-concreto-estrutural>>. Acessado em: 05 de outubro de 2017.

CONCRETO ESTRUTURAL - BLOG DA ENGENHARIA CIVIL. Disponível em:
<<https://blogdaengenhariacivil.wordpress.com/2015/01/06/o-concreto-estrutural/>>. Acessado em: 10 de setembro de 2017.

CUB. SINDUSCONPR. Disponível em:
< <https://sindusconpr.com.br/o-que-e-o-cub-como-e-calculado-394-p>>. Acessado em: 05 de outubro de 2017.

DELLATORRE L. A. **Análise comparativa de custos entre edifício de alvenaria estrutural e de concreto armado convencional**. Santa Maria/RS. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL VAI VOLTAR A CRESCER EM 2018, DIZ CBIC. Disponível em:
<<http://www.gazetadopovo.com.br/especial-patrocinado/crea-pr/industria-da-construcao-civil-vai-voltar-a-crescer-em-2018-diz-cbic-3ryqtb08fokqi5y67mzy2lqkg>>. Acessado em: 15 de agosto de 2017.

GRAZIANO, F. P. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2005.

KAEFER L. F. **A evolução do concreto armado** (PEF 5707 – Concepção, Projeto e Realização das estruturas: aspectos históricos – 1998.3). São Paulo, 1998.

MOHAMAD G. **Construções em alvenaria estrutural**. São Paulo/SP: Blucher, 2015.

NETO, A. P. P. et al. **Alvenaria estrutural**. Goiânia/GO. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Goiás, 2015.

NUNES C. C.; JUNGES E. **Comparação de custo entre estrutura convencional em concreto armado e alvenaria estrutural de blocos de concreto para edifício residencial em Cuiabá-MT**. Fortaleza/CE. XII Encontro nacional de tecnologia do ambiente construído, 2008.

OLIVEIRA L. G. M.; REIS R. A. B.; COELHO V. S. **Projeto de um edifício de nove pavimentos em alvenaria estrutural**. Goiânia/GO. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Goiás, 2010.

ORÇAMENTO DE OBRA. UFPR. Disponível em:
<http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/5/5a/Aula-07_e_08-Revestimentos.pdf>
Acessado em: 15 de abril de 2018.

PILOTTO G. A.; VALLE T. R. **Comparativo de custos de sistemas construtivos, alvenaria estrutural e estrutura em concreto armado no caso do empreendimento piazza maggiore**. Curitiba. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal do Paraná, 2011.

PINHEIRO, L.M.; MUZARDO, C.D.; SANTOS, D.P. **Apostila de concreto armado**. USP-EESC. Depto. de Engenharia de Estruturas, 2003.

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

RICARDO DI TOMASSO. Disponível em:
< <http://paginapessoal.utfpr.edu.br/tommaso>> Acessado em: 15 de abril de 2018.

SINAPI. CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. Disponível em:
<<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>>. Acessado em: 10 de setembro de 2017.

SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Curitiba, 2018. Disponível em:
<http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_655>. Acesso em: 05 de abril de 2018.

TAUIL C. A., NESSE F. J. M. **Alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2010.

APÊNDICE A – Planta Baixa do Pavimento Térreo

APÊNDICE B – Planta baixa do pavimento tipo

Tabela 15: Quadro de esquadrias.

Quadro de Esquadrias		
Janelas		
J1	150x100/110	Em vidro e alumínio de correr
J2	120x100/110	Em vidro e alumínio de correr
J3	60x60/150	Em vidro e alumínio basculante
J4	100x100/110	Em vidro e alumínio de correr
Portas		
P1	90x210	Madeira de giro
P2	150x210	Vidro e alumínio duas folhas de correr
P3	100x210	Vidro e alumínio de giro
P4	70x210	Madeira de giro
Sacada		
V1	110	Vidro temperado 3mm

Fonte: Própria do autor (2018).

APÊNDICE C – Dados para o dimensionamento à flexocompressão

Tabela 16: Vento em x.

Vento X	
I1	24,75
I2	15,75
H	11,68
I1/I2	1,571
H/I1	0,472
Ca	1,13

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 17: Vento em y.

Vento Y	
I1	15,75
I2	24,75
H	11,68
I1/I2	0,636
H/I1	0,742
Ca	0,91

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 18: Dados da edificação.

Classe	B - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
Categoria	IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
V0 (m/s)	45
S1	1
S3	1
B	1,000
P	0,085
Fr	1,000

Fonte: Própria do autor (2018).

Sendo:

L1 e L2: dimensões do edifício onde há a incidência do vento;

H: altura do edifício;

Ca: coeficiente de arrasto;

S1: fator topográfico;

S2: fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno, obtido através da expressão:

$$S_2 = b \times F_r \times \frac{z^p}{10}$$

S3: fator baseado em conceitos probabilísticos;

Fr: Fator de rajada.

Tabela 19: Vento atuante no edifício.

Vento X						
Pavimento	Z(m)	S2	Vk (m/s)	q(KN/m ²)	A (m ²)	Fa (KN)
1	2,92	0,900653088	40,529389	1,006933	72,27	82,23129
2	5,84	0,95531169	42,989026	1,132859	72,27	92,51501
3	8,76	0,988809998	44,49645	1,2137	72,27	99,1169
4	11,68	1,013287398	45,597933	1,274532	72,27	104,0848
Vento Y						
Pavimento	Z(m)	S2	Vk (m/s)	q(KN/m ²)	A (m ²)	Fa (KN)
1	2,92	0,9006531	40,52939	1,006933	45,99	42,14
2	5,84	0,9553117	42,98903	1,132859	45,99	47,41
3	8,76	0,98881	44,49645	1,2137	45,99	50,79
4	11,68	1,0132874	45,59793	1,274532	45,99	53,34

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 20: Propriedades das paredes contraentadas para o vento em X.

Vento X			
PAR	Inércia y	Xs	Xi
X1A	5777945,48	45,44	89,56
X1B	5777945,48	45,44	89,56
X1C	5777945,48	89,56	45,44
X1D	5777945,48	89,56	45,44
X2A	5733792,91	89,2	45,8

PAR	Inércia y	Xs	Xi
X2B	5733792,91	89,2	45,8
X2C	5733792,91	45,8	89,2
X2D	5733792,91	45,8	89,2
X3A	4983512,05	30,58	89,42
X3B	4983512,05	30,58	89,42
X3C	4983512,05	89,42	30,58
X3D	4983512,05	89,42	30,58
X4A	14281312,5	112,5	112,5
X4B	14281312,5	112,5	112,5
X4C	14281312,5	112,5	112,5
X4D	14281312,5	112,5	112,5
X5A	71377875,02	107,5	192,5
X5B	71377875,02	107,5	192,5
X5C	71377875,02	192,5	107,5
X5D	71377875,02	192,5	107,5
X6A	70798,31	20,23	9,77
X6B	70798,31	20,23	9,77
X6C	70798,31	9,77	20,23
X6D	70798,31	9,77	20,23
X7A	83452,45	9,15	20,85
X7B	83452,45	9,15	20,85
X7C	83452,45	20,85	9,15
X7D	83452,45	20,85	9,15
X8A	4283011,92	72,47	77,53
X8B	4283011,92	72,47	77,53
X8C	4283011,92	77,53	72,47
X8D	4283011,92	77,53	72,47
X9A	1060121,75	22,35	52,65
X9B	1060121,75	22,35	52,65
X9C	1060121,75	52,65	22,35
X9D	1060121,75	52,65	22,35
X10A	1466437,5	52,5	52,5
X10B	1466437,5	52,5	52,5
X10C	1466437,5	52,5	52,5
X10D	1466437,5	52,5	52,5

PAR	Inércia y	Xs	Xi
X11A	4720205,64	65,68	84,32
X11B	4720205,64	65,68	84,32
X11C	4720205,64	84,32	65,68
X11D	4720205,64	84,32	65,68
X12A	4720205,64	65,68	84,32
X12B	4720205,64	65,68	84,32
X12C	4720205,64	84,32	65,68
X12D	4720205,64	84,32	65,68
X13A	30605877,41	127,67	112,33
X13B	30605877,41	127,67	112,33
X13C	209536346,8	229,4	221,48
X13D	209536346,8	229,4	221,48
X14A	30605877,41	127,67	112,33
X14B	30605877,41	127,67	112,33
X14C	209536346,8	229,4	221,48
X14D	209536346,8	229,4	221,48
X15A	133312,5	22,5	22,5
X15B	133312,5	22,5	22,5
X16A	15880676,55	105,48	104,52
X17A	209536346,8	229,4	221,48
X17B	209536346,8	229,4	221,48
Total (R)	1870023577		

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 21: Propriedades das paredes contraventadas para o vento em Y.

Vento Y			
PAR	Inércia x	Ys	Yi
Y1A	1249004739,44	404,67	450,33
Y1B	1249004739,44	450,33	404,67
Y1C	1249004739,44	404,67	450,33
Y1D	1249004739,44	450,33	404,67
Y2A	109894900,9	147,43	167,07
Y2B	109894900,9	167,07	147,43
Y2C	109894900,9	147,43	167,07
Y2D	109894900,9	167,07	147,43
Y3A	232801,93	31,94	13,56

PAR	Inércia x	Ys	Yi
Y3C	283118,11	34,50	11,00
Y3D	283118,11	11,00	34,50
Y4A	5459206,79	189,83	35,17
Y5A	106814,76	21,46	23,54
Y6A	70798,31	9,77	20,23
Y7A	557401,15	37,63	37,87
Y9A	165201414,2	182,76	252,24
Y9B	165201414,2	252,24	182,76
Y9C	165201414,2	182,76	252,24
Y9D	165201414,2	252,24	182,76
Y10A	78546,88	9,35	20,65
Y10B	78546,88	20,65	9,35
Y10C	78546,88	9,35	20,65
Y10D	78546,88	20,65	9,35
Y11A	67825446,5	185,36	129,64
Y11B	67825446,5	129,64	185,36
Y11C	67825446,5	185,36	129,64
Y11D	67825446,5	129,64	185,36
Y12A	109894900,9	147,43	167,07
Y12B	109894900,9	167,07	147,43
Y12C	109894900,9	147,43	167,07
Y12D	109894900,9	167,07	147,43
Y13A	21883453,98	138,34	86,66
Y13B	21883453,98	86,66	138,34
Y13C	21682377,65	137,81	72,19
Y13D	21682377,65	72,19	137,81
Y14A	2159694216	84,00	84,00
Y14B	2159694216	84,00	84,00
Y15A	2159694216	84,00	84,00
Y15B	2159694216	84,00	84,00
Y16A	70798,3	9,77	20,23
Y17A	21883453,98	86,66	138,34

Y18A	66700968,8	142,50	142,50
Total	15629156803		

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 22: Esforços devido ao vento e ao desaprumo em X.

F(KN/m)/por parede - vento + desaprumo				
PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
X1A	0,347011293	0,678673	0,98993622	1,26942517
X1B	0,347011293	0,678673	0,98993622	1,26942517
X1C	0,347011293	0,678673	0,98993622	1,26942517
X1D	0,347011293	0,678673	0,98993622	1,26942517
X2A	0,344359582	0,673487	0,98237155	1,25972477
X2B	0,344359582	0,673487	0,98237155	1,25972477
X2C	0,344359582	0,673487	0,98237155	1,25972477
X2D	0,344359582	0,673487	0,98237155	1,25972477
X3A	0,299299286	0,585359	0,85382583	1,094886695
X3B	0,299299286	0,585359	0,85382583	1,094886695
X3C	0,299299286	0,585359	0,85382583	1,094886695
X3D	0,299299286	0,585359	0,85382583	1,094886695
X4A	0,857705689	1,677472	2,4468193	3,137630427
X4B	0,857705689	1,677472	2,4468193	3,137630427
X4C	0,857705689	1,677472	2,4468193	3,137630427
X4D	0,857705689	1,677472	2,4468193	3,137630427
X5A	4,286805536	8,383989	12,2291814	15,68184945
X5B	4,286805536	8,383989	12,2291814	15,68184945
X5C	4,286805536	8,383989	12,2291814	15,68184945
X5D	4,286805536	8,383989	12,2291814	15,68184945
X6A	0,004251998	0,008316	0,01212988	0,015554518
X6B	0,004251998	0,008316	0,01212988	0,015554518
X6C	0,004251998	0,008316	0,01212988	0,015554518
X6D	0,004251998	0,008316	0,01212988	0,015554518
X7A	0,005011979	0,009802	0,01429792	0,018334656
X7B	0,005011979	0,009802	0,01429792	0,018334656
X7C	0,005011979	0,009802	0,01429792	0,018334656
X7D	0,005011979	0,009802	0,01429792	0,018334656
X8A	0,257228717	0,503079	0,73380904	0,940985538

PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
X8B	0,257228717	0,503079	0,73380904	0,940985538
X8C	0,257228717	0,503079	0,73380904	0,940985538
X8D	0,257228717	0,503079	0,73380904	0,940985538
X9A	0,06366869	0,124521	0,18163081	0,232910684
X9B	0,06366869	0,124521	0,18163081	0,232910684
X9C	0,06366869	0,124521	0,18163081	0,232910684
X9D	0,06366869	0,124521	0,18163081	0,232910684
X10A	0,088071162	0,172247	0,25124494	0,322178996
X10B	0,088071162	0,172247	0,25124494	0,322178996
X10C	0,088071162	0,172247	0,25124494	0,322178996
X10D	0,088071162	0,172247	0,25124494	0,322178996
X11A	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X11B	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X11C	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X11D	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X12A	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X12B	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X12C	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X12D	0,283485655	0,554432	0,8087135	1,037037796
X13A	1,838124835	3,594942	5,24370932	6,724167139
X13B	1,838124835	3,594942	5,24370932	6,724167139
X13C	12,58431371	24,61197	35,899892	46,0355179
X13D	12,58431371	24,61197	35,899892	46,0355179
X14A	1,838124835	3,594942	5,24370932	6,724167139
X14B	1,838124835	3,594942	5,24370932	6,724167139
X14C	12,58431371	24,61197	35,899892	46,0355179
X14D	12,58431371	24,61197	35,899892	46,0355179
X15A	0,008006469	0,015659	0,02284045	0,029289
X15B	0,008006469	0,015659	0,02284045	0,029289
X16A	0,953760141	1,865332	2,72083857	3,489013629
X17A	12,58431371	24,61197	35,899892	46,0355179
X17B	12,58431371	24,61197	35,899892	46,0355179
M(KN.m)/por parede - vento + desaprumo				
PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
X1A	1,013272974	2,994998	5,88561166	9,59233316
X1B	1,013272974	2,994998	5,88561166	9,59233316

PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
X1C	1,013272974	2,994998	5,88561166	9,59233316
X1D	1,013272974	2,994998	5,88561166	9,59233316
X2A	1,005529979	2,972111	5,84063636	9,519032683
X2B	1,005529979	2,972111	5,84063636	9,519032683
X2C	1,005529979	2,972111	5,84063636	9,519032683
X2D	1,005529979	2,972111	5,84063636	9,519032683
X3A	0,873953916	2,583203	5,07637477	8,273443918
X3B	0,873953916	2,583203	5,07637477	8,273443918
X3C	0,873953916	2,583203	5,07637477	8,273443918
X3D	0,873953916	2,583203	5,07637477	8,273443918
X4A	2,504500613	7,402718	14,5474303	23,7093112
X4B	2,504500613	7,402718	14,5474303	23,7093112
X4C	2,504500613	7,402718	14,5474303	23,7093112
X4D	2,504500613	7,402718	14,5474303	23,7093112
X5A	12,51747217	36,99872	72,7079297	118,4989301
X5B	12,51747217	36,99872	72,7079297	118,4989301
X5C	12,51747217	36,99872	72,7079297	118,4989301
X5D	12,51747217	36,99872	72,7079297	118,4989301
X6A	0,012415834	0,036698	0,07211757	0,117536757
X6B	0,012415834	0,036698	0,07211757	0,117536757
X6C	0,012415834	0,036698	0,07211757	0,117536757
X6D	0,012415834	0,036698	0,07211757	0,117536757
X7A	0,014634979	0,043258	0,0850075	0,138544697
X7B	0,014634979	0,043258	0,0850075	0,138544697
X7C	0,014634979	0,043258	0,0850075	0,138544697
X7D	0,014634979	0,043258	0,0850075	0,138544697
X8A	0,751107854	2,220099	4,36282153	7,110499296
X8B	0,751107854	2,220099	4,36282153	7,110499296
X8C	0,751107854	2,220099	4,36282153	7,110499296
X8D	0,751107854	2,220099	4,36282153	7,110499296
X9A	0,185912574	0,549514	1,07987605	1,759975246
X9B	0,185912574	0,549514	1,07987605	1,759975246
X9C	0,185912574	0,549514	1,07987605	1,759975246
X9D	0,185912574	0,549514	1,07987605	1,759975246
X10A	0,257167793	0,760128	1,49376308	2,434525751
X10B	0,257167793	0,760128	1,49376308	2,434525751

PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
X10C	0,257167793	0,760128	1,49376308	2,434525751
X10D	0,257167793	0,760128	1,49376308	2,434525751
X11A	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X11B	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X11C	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X11D	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X12A	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X12B	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X12C	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X12D	0,827778113	2,446718	4,80816191	7,836312274
X13A	5,367324518	15,86456	31,1761871	50,8107551
X13B	5,367324518	15,86456	31,1761871	50,8107551
X13C	36,74619604	108,6132	213,440845	347,8645575
X13D	36,74619604	108,6132	213,440845	347,8645575
X14A	5,367324518	15,86456	31,1761871	50,8107551
X14B	5,367324518	15,86456	31,1761871	50,8107551
X14C	36,74619604	108,6132	213,440845	347,8645575
X14D	36,74619604	108,6132	213,440845	347,8645575
X15A	0,02337889	0,069103	0,13579664	0,221320523
X15B	0,02337889	0,069103	0,13579664	0,221320523
X16A	2,784979612	8,231748	16,1765969	26,36451673
X17A	36,74619604	108,6132	213,440845	347,8645575
X17B	36,74619604	108,6132	213,440845	347,8645575

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 23: Esforços devido ao vento e ao desaprumo em Y.

PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
Y1A	4,919987119	9,636519	14,082676	18,10767
Y1B	4,919987119	9,636519	14,082676	18,10767
Y1C	4,919987119	9,636519	14,082676	18,10767
Y1D	4,919987119	9,636519	14,082676	18,10767
Y2A	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y2B	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y2C	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y2D	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221

PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
Y3A	0,000917036	0,001796	0,0026249	0,003375
Y3C	0,001115238	0,002184	0,0031922	0,004105
Y3D	0,001115238	0,002184	0,0031922	0,004105
Y4A	0,021504504	0,04212	0,0615532	0,079146
Y5A	0,000420757	0,000824	0,0012043	0,001549
Y6A	0,000278883	0,000546	0,0007983	0,001026
Y7A	0,002195673	0,004301	0,0062848	0,008081
Y9A	0,650749196	1,274588	1,8626655	2,395038
Y9B	0,650749196	1,274588	1,8626655	2,395038
Y9C	0,650749196	1,274588	1,8626655	2,395038
Y9D	0,650749196	1,274588	1,8626655	2,395038
Y10A	0,000309406	0,000606	0,0008856	0,001139
Y10B	0,000309406	0,000606	0,0008856	0,001139
Y10C	0,000309406	0,000606	0,0008856	0,001139
Y10D	0,000309406	0,000606	0,0008856	0,001139
Y11A	0,267172984	0,523298	0,7647399	0,983312
Y11B	0,267172984	0,523298	0,7647399	0,983312
Y11C	0,267172984	0,523298	0,7647399	0,983312
Y11D	0,267172984	0,523298	0,7647399	0,983312
Y12A	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y12B	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y12C	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y12D	0,432889868	0,847879	1,239078	1,593221
Y13A	0,086201684	0,168839	0,2467385	0,317259
Y13B	0,086201684	0,168839	0,2467385	0,317259
Y13C	0,085409619	0,167287	0,2444714	0,314344
Y13D	0,085409619	0,167287	0,2444714	0,314344
Y14A	8,507307771	16,66281	24,350808	31,31056
Y14B	8,507307771	16,66281	24,350808	31,31056
Y15A	8,507307771	16,66281	24,350808	31,31056
Y15B	8,507307771	16,66281	24,350808	31,31056
Y16A	0,000278883	0,000546	0,0007983	0,001026

Y17A	0,086201684	0,168839	0,2467385	0,317259
Y18A	0,262743524	0,514622	0,7520613	0,967009
M(KN.m)/por parede - vento + desaprumo				
Y1A	13,77596393	40,75822	80,18971	130,8912
Y1B	13,77596393	40,75822	80,18971	130,8912
Y1C	13,77596393	40,75822	80,18971	130,8912
Y1D	13,77596393	40,75822	80,18971	130,8912
Y2A	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y2B	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y2C	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y2D	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y3A	0,002567701	0,007597	0,0149466	0,024397
Y3C	0,003122666	0,009239	0,018177	0,02967
Y3D	0,003122666	0,009239	0,018177	0,02967
Y4A	0,06021261	0,178148	0,3504968	0,572105
Y5A	0,001178119	0,003486	0,0068578	0,011194
Y6A	0,000780874	0,00231	0,0045455	0,007419
Y7A	0,006147886	0,018189	0,0357868	0,058414
Y9A	1,822097748	5,390944	10,606408	17,31251
Y9B	1,822097748	5,390944	10,606408	17,31251
Y9C	1,822097748	5,390944	10,606408	17,31251
Y9D	1,822097748	5,390944	10,606408	17,31251
Y10A	0,000866337	0,002563	0,0050429	0,008231
Y10B	0,000866337	0,002563	0,0050429	0,008231
Y10C	0,000866337	0,002563	0,0050429	0,008231
Y10D	0,000866337	0,002563	0,0050429	0,008231
Y11A	0,748084355	2,213318	4,3545895	7,107862
Y11B	0,748084355	2,213318	4,3545895	7,107862
Y11C	0,748084355	2,213318	4,3545895	7,107862
Y11D	0,748084355	2,213318	4,3545895	7,107862
Y12A	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y12B	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y12C	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659
Y12D	1,21209163	3,586151	7,0555699	11,51659

PAR	Pav. 4	Pav. 3	Pav. 2	Pav. 1
Y13A	0,241364715	0,714113	1,4049809	2,293307
Y13B	0,241364715	0,714113	1,4049809	2,293307
Y13C	0,239146933	0,707551	1,3920712	2,272235
Y13D	0,239146933	0,707551	1,3920712	2,272235
Y14A	23,82046176	70,47634	138,6586	226,3282
Y14B	23,82046176	70,47634	138,6586	226,3282
Y15A	23,82046176	70,47634	138,6586	226,3282
Y15B	23,82046176	70,47634	138,6586	226,3282
Y16A	0,000780874	0,00231	0,0045455	0,007419
Y17A	0,241364715	0,714113	1,4049809	2,293307
Y18A	0,735681869	2,176623	4,2823948	6,990021

Fonte: Própria do autor (2018).

Tabela 24: Cargas devido ao vento e ao desaprumo.

Verificação da máxima compressão nos bordos das paredes

Par.	Gk (KN/m ²)	Qk,ac (KN/m ²)	Qk, vento esq. (KN/m ²)	Qk, vento dir. (KN/m ²)
X1A	337,5804	58,0103	75,4378	148,6842
X1B	337,5804	58,0103	75,4378	148,6842
X1C	337,5804	58,0103	148,6842	75,4378
X1D	337,5804	58,0103	148,6842	75,4378
X2A	384,7538	81,7553	148,0866	76,0355
X2B	384,7538	81,7553	148,0866	76,0355
X2C	384,7538	81,7553	76,0355	148,0866
X2D	384,7538	81,7553	76,0355	148,0866
X3A	384,7538	81,7553	50,7678	148,4518
X3B	384,7538	81,7553	50,7678	148,4518
X3C	384,7538	81,7553	148,4518	50,7678
X3D	384,7538	81,7553	148,4518	50,7678
X4A	638,8571	140,3279	186,7684	186,7684
X4B	638,8571	140,3279	186,7684	186,7684
X4C	638,8571	140,3279	186,7684	186,7684
X4D	638,8571	140,3279	186,7684	186,7684
X5A	337,5804	58,0103	134,0608	240,0624
X5B	337,5804	58,0103	134,0608	240,0624
X5C	337,5804	58,0103	240,0624	134,0608
X5D	337,5804	58,0103	240,0624	134,0608
X6A	384,7538	81,7553	25,2284	12,1839

Par.	Gk (KN/m ²)	Qk,ac (KN/m ²)	Qk, vento esq. (KN/m ²)	Qk, vento dir. (KN/m ²)
X6B	384,7538	81,7553	25,2284	12,1839
X6C	384,7538	81,7553	12,1839	25,2284
X6D	384,7538	81,7553	12,1839	25,2284
X7A	363,9218	67,9310	11,4108	26,0016
X7B	363,9218	67,9310	11,4108	26,0016
X7C	363,9218	67,9310	26,0016	11,4108
X7D	363,9218	67,9310	26,0016	11,4108
X8A	329,7151	55,9190	90,3757	96,6859
X8B	329,7151	55,9190	90,3757	96,6859
X8C	329,7151	55,9190	96,6859	90,3757
X8D	329,7151	55,9190	96,6859	90,3757
X9A	337,5804	58,0103	27,8722	65,6586
X9B	337,5804	58,0103	27,8722	65,6586
X9C	337,5804	58,0103	65,6586	27,8722
X9D	337,5804	58,0103	65,6586	27,8722
X10A	363,9218	67,9310	65,4716	65,4716
X10B	363,9218	67,9310	65,4716	65,4716
X10C	363,9218	67,9310	65,4716	65,4716
X10D	363,9218	67,9310	65,4716	65,4716
X11A	329,7151	55,9190	81,9080	105,1536
X11B	329,7151	55,9190	81,9080	105,1536
X11C	329,7151	55,9190	105,1536	81,9080
X11D	329,7151	55,9190	105,1536	81,9080
X12A	329,7151	55,9190	81,9080	105,1536
X12B	329,7151	55,9190	81,9080	105,1536
X12C	329,7151	55,9190	105,1536	81,9080
X12D	329,7151	55,9190	105,1536	81,9080
X13A	310,5453	47,8305	159,2144	140,0842
X13B	285,9245	37,3090	159,2144	140,0842
X13C	308,9792	51,2360	286,0796	276,2027
X13D	308,9792	51,2360	286,0796	276,2027
X14A	310,5453	47,8305	159,2144	140,0842
X14B	285,9245	37,3090	159,2144	140,0842
X14C	308,9792	51,2360	286,0796	276,2027
X14D	308,9792	51,2360	286,0796	276,2027
X15A	543,4909	140,3279	28,0592	28,0592
X15B	543,4909	140,3279	28,0592	28,0592
X16A	281,6054	35,1020	131,5417	130,3445
X17A	308,9792	51,2360	286,0796	276,2027
X17B	308,9792	51,2360	286,0796	276,2027
Y1A	337,5804	58,0103	32,5663	36,2408
Y1B	337,5804	58,0103	36,2408	32,5663
Y1C	337,5804	58,0103	32,5663	36,2408
Y1D	337,5804	58,0103	36,2408	32,5663

Par.	Gk (KN/m ²)	Qk,ac (KN/m ²)	Qk, vento esq. (KN/m ²)	Qk, vento dir. (KN/m ²)
Y2A	329,7151	55,9190	11,8646	13,4451
Y2B	329,7151	55,9190	13,4451	11,8646
Y2C	329,7151	55,9190	11,8646	13,4451
Y2D	329,7151	55,9190	13,4451	11,8646
Y3A	285,9245	37,3090	2,5704	1,0913
Y3C	308,9792	51,2360	2,7764	0,8852
Y3D	308,9792	51,2360	0,8852	2,7764
Y4A	310,5453	47,8305	15,2768	2,8303
Y5A	281,6054	35,1020	1,7270	1,8944
Y6A	281,6054	35,1020	0,7863	1,6280
Y7A	285,9245	37,3090	3,0283	3,0476
Y9A	384,7538	81,7553	14,7078	20,2993
Y9B	384,7538	81,7553	20,2993	14,7078
Y9C	384,7538	81,7553	14,7078	20,2993
Y9D	384,7538	81,7553	20,2993	14,7078
Y10A	337,5804	58,0103	0,7525	1,6618
Y10B	337,5804	58,0103	1,6618	0,7525
Y10C	337,5804	58,0103	0,7525	1,6618
Y10D	337,5804	58,0103	1,6618	0,7525
Y11A	363,9218	67,9310	14,9170	10,4329
Y11B	363,9218	67,9310	10,4329	14,9170
Y11C	363,9218	67,9310	14,9170	10,4329
Y11D	363,9218	67,9310	10,4329	14,9170
Y12A	329,7151	55,9190	11,8646	13,4451
Y12B	329,7151	55,9190	13,4451	11,8646
Y12C	329,7151	55,9190	11,8646	13,4451
Y12D	329,7151	55,9190	13,4451	11,8646
Y13A	310,5453	47,8305	11,1331	6,9741
Y13B	285,9245	37,3090	6,9741	11,1331
Y13C	308,9792	51,2360	11,0904	5,8096
Y13D	308,9792	51,2360	5,8096	11,0904
Y14A	543,4909	140,3279	6,7600	6,7600
Y14B	543,4909	140,3279	6,7600	6,7600
Y15A	543,4909	140,3279	6,7600	6,7600
Y15B	543,4909	140,3279	6,7600	6,7600
Y16A	281,6054	35,1020	0,7863	1,6280
Y17A	285,9245	37,3090	6,9741	11,1331
Y18A	308,9792	51,2360	11,4678	11,4678

Fonte: Própria do autor (2018).

APÊNDICE D – Relatório de Dimensionamento gerados pelo Eberick

- **Deslocamentos Horizontais**

Tabela 25: Verificação dos deslocamentos na estrutura.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)			1318.00	
Deslocamento limite (cm)			0.78	
Deslocamento característico (cm)	1.33	-1.33	0.52	-0.52
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento freqüente (cm)	0.40	-0.40	0.15	-0.15

Fonte: Software Eberick.

Tabela 26: Verificação de deslocamentos limites na estrutura.

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Pav. Tipo 3	292.00	0.40	-0.40	0.15	-0.15	0.04	-0.04	0.02	-0.02	0.34

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
Pav. Tipo 2	292.00	0.36	-0.36	0.14	-0.14	0.08	-0.08	0.03	-0.03	0.34
Pav. Tipo 1	292.00	0.28	-0.28	0.11	-0.11	0.11	-0.11	0.04	-0.04	0.34
Térreo	292.00	0.17	-0.17	0.07	-0.07	0.11	-0.11	0.04	-0.04	0.34
Baldrame	150.00	0.06	-0.06	0.03	-0.03	0.06	-0.06	0.03	-0.03	0.18

Fonte: Software Eberick.

- **Verificação da Estabilidade Global da Estrutura**

Tabela 27: Coeficiente gama z.

	Coeficiente Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	215.24	108.71
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	15.07	6.23
Gama-Z	1.08	1.06
Valor limite: 1.10		

Fonte: Software Eberick.

- Imperfeições geométricas globais

Tabela 28: Imperfeições geométricas na estrutura.

Parâmetros	Direção X	Direção Y
Altura total da edificação (cm)	1318.00	
N° de pilares contínuos	50	
Combinação vertical	G1+G2+A+Q	
Gama-Z	1.08	1.06
Ângulo mínimo	1/400	1/400
Ângulo adotado	1/508	1/508

Fonte: Software Eberick.

Tabela 29: Deslocamentos devido as cargas aplicadas na estrutura.

Pavimento	Carga vertical (tf)	Carga aplicada (tf)		Deslocamento (cm)	
		X	Y	X	Y
Pav. Tipo 3	309.18	0.61	0.61	0.11	0.08
Pav. Tipo 2	309.18	0.61	0.61	0.09	0.07
Pav. Tipo 1	309.18	0.61	0.61	0.07	0.05
Térreo	309.18	0.61	0.61	0.04	0.03
Baldrame	296.50	0.58	0.58	0.01	0.01

Fonte: Software Eberick.

APÊNDICE E – Plantas de fôrmas