



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO
CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUIS MARCELO GOMES DE OLIVEIRA

COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE PROJETOS DE ALVENARIA
ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO
PORTE

FORTALEZA

2018

LUIS MARCELO GOMES DE OLIVEIRA

COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE PROJETOS DE ALVENARIA
ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Magnólia Maria Campelo Mota.

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- O48c Oliveira, Luis Marcelo Gomes de.
Comparação de custos entre projetos de alvenaria estrutural e concreto armado em edifícios de pequeno porte / Luis Marcelo Gomes de Oliveira. – 2018.
89 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2018.
Orientação: Profa. Dra. Magnólia Maria Campelo Mota.
1. Projeto alvenaria estrutural. 2. Projeto concreto armado. 3. Comparação de custos. 4. Sistemas estruturais. I. Título.

CDD 620

LUIS MARCELO GOMES DE OLIVEIRA

COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE PROJETOS DE ALVENARIA
ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE

Trabalho de conclusão de curso apresentado
ao curso de Engenharia Civil do Centro de
Tecnologia da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em ___/___/_____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dra. Magnólia Maria Campelo Mota (Orientadora)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Me. Hugo Campelo Mota

Universidade de Fortaleza (Unifor)

Eng. Ícaro Manfrinni Rodrigues Sousa

A Deus.

Aos meus pais, Caubi e Luiza.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por estar comigo nos bons e nos maus momentos, sendo minha fonte de esperanças e meu guia para meus objetivos.

Aos meus pais, que sempre depositaram em mim confiança e que sempre apoiaram minhas as decisões que tomei na vida, demonstrando sempre, acima de tudo, um orgulho da pessoa que me tornei. São meu ponto de apoio.

À Prof. Dra. Magnólia Maria Campelo Mota pela excelente orientação, nunca deixando que eu me afastasse, e dando excelentes dicas de como melhorar sempre este trabalho.

Em especial aos amigos Ammanda, Flávia, Dri, Milena, Tiago, Elisa, Lily, Stherfane e a outros, que estiveram comigo nesta caminhada e que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho, seja com contribuição técnica ou por meio de momentos entre amigos quando tudo que eu queria era esquecer que eu tinha este trabalho para fazer. Vocês são o meu equilíbrio.

À Prof. Dra. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco, por ter sido uma excelente professora de PG I e II, mesclando momentos de cobrança árdua e de recreatividade, sempre nos motivando e demonstrando confiança em cada um de seus alunos.

À minha banca examinadora, pela disponibilidade que tiveram de ir avaliar meu trabalho e me dar sugestões para que ficasse cada vez melhor.

Ao Ícaro, que quando eu estava achando que não conseguiria obter meus resultados no TQS, me salvou com boas dicas de utilização deste software.

Aos meus colegas de curso pelas críticas, reflexões e sugestões oferecidas a meu trabalho durante este ano.

“É muito melhor lançar-se em busca de conquistas grandiosas, mesmo expondo-se ao fracasso, do que alinhar-se com os pobres de espírito, que nem gozam muito nem sofrem muito, porque vivem numa penumbra cinzenta, onde não conhecem nem a vitória, nem a derrota.”

(THEODORE ROOSEVELT).

RESUMO

O trabalho realizado consistiu em uma comparação, considerando-se o parâmetro custo, entre os dois sistemas estruturais mais utilizados no Brasil, além da apresentação de diretrizes para criação de projetos em alvenaria estrutural, visto o desconhecimento destas técnicas por grande parte dos profissionais projetistas. Foram elaborados projetos em alvenaria estrutural e em concreto armado, para duas diferentes arquiteturas, uma de um edifício residencial e uma para um edifício comercial. Os projetos em concreto armado foram elaborados com auxílio da ferramenta TQS, ao passo que os projetos em alvenaria estrutural foram elaborados utilizando-se as diretrizes de projeto apresentadas. Os projetos foram orçados de forma simplificada e seus custos foram comparados. Os resultados obtidos indicam que para as duas arquiteturas, o projeto de alvenaria estrutural é mais vantajoso economicamente do que o concreto armado, tanto na comparação simples entre os custos dos projetos dos dois sistemas construtivos para as edificações, quanto no valor obtido para o custo unitário de cada projeto estrutural. Foi constatado também que o custo da mão-de-obra influencia significativamente no custo final de execução dos projetos em alvenaria estrutural e concreto armado, sendo, portanto, um fator importante a ser considerado na escolha do sistema estrutural, além do custo total.

Palavras-chave: Projeto alvenaria estrutural. Projeto concreto armado. Comparação de custos. Sistemas estruturais.

ABSTRACT

The research consisted of a comparison, considering the cost parameter, between the two structural systems most used in Brazil, as well as the presentation of guidelines for the creation of projects in structural masonry, given the lack of knowledge of these techniques by most professional designers. Structural masonry and reinforced concrete projects were developed for two different architectures, one for a residential building and one for a commercial building. The projects in reinforced concrete were elaborated with the help of the TQS tool, while the projects in structural masonry were elaborated using the presented project guidelines. The projects were budgeted in a simplified way and their costs were compared. The results indicate that for the two architectures, the structural masonry project is more economically advantageous than the reinforced concrete, both in the simple comparison between the costs of the projects of the two constructive systems for the buildings, and in the value obtained for the unit cost of each structural project. It was also verified that the labor cost significantly influences the final cost of execution of the projects in structural masonry and reinforced concrete, being, therefore, an important factor to be considered in the choice of the structural system, besides the total cost.

Keywords: Structural masonry project. Reinforced concrete project. Cost comparison. Structural systems.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos básicos da estrutura de concreto armado	17
Figura 2 - Pirâmide de Quéops, em Gizé, Egito.....	19
Figura 3 - Rachaduras na alvenaria estrutural	20
Figura 4 - Cortes na área líquida dos blocos	21
Figura 5 - Corte na extremidade dos blocos na junção de paredes	21
Figura 6 - Espaçamento excessivos entre blocos.....	22
Figura 7 - Configurações da armadura vertical na alvenaria estrutural.....	24
Figura 8 - Arquitetura do edifício 1 (ED1).....	27
Figura 9 - Arquitetura do edifício 2 (ED2).....	28
Figura 10 - Direção dos ventos padrão do TQS	31
Figura 11 - Diagrama de aplicação das forças de desaprumo	34
Figura 12 - Planta de fôrmas da edificação residencial	46
Figura 13 – Paredes estruturais (edifício residencial)	47
Figura 14 - Área de influência das lajes (edifício residencial)	48
Figura 15 - Grupos de paredes (edifício residencial)	50
Figura 16 - Dados para cálculo da força do vento nas direções X e Y (edifício residencial).....	53
Figura 17 - Paredes de contraventamento na direção X (edifício residencial).....	55
Figura 18 - Paredes de contraventamento na direção Y (edifício residencial).....	55
Figura 19 - Comparação simples dos orçamentos nas edificações.....	67
Figura 20 - Custo unitário de cada projeto nas edificações	68
Figura 21 - Custo unitário ponderado dos dois sistemas construtivos	69
Figura 22 - Planta de fôrmas da edificação residencial	76
Figura 23 - Paredes estruturais (edifício comercial).....	77
Figura 24 - Área de influência das lajes (edifício comercial).....	77
Figura 25 - Grupos de paredes (edifício comercial)	79
Figura 26 - Dados para cálculo da força do vento nas direções X e Y (edifício comercial).....	81
Figura 27 - Paredes de contraventamento na direção X (edifício comercial)	82
Figura 28 - Paredes de contraventamento na direção Y (edifício comercial)	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características dos aços estruturais do projeto.....	29
Tabela 2 - Cobrimentos dos elementos estruturais.....	29
Tabela 3 - Resistência de argamassa e graute em função da resistência do bloco	36
Tabela 4 - Valores característicos de resistência ao cisalhamento - f_{vk}	40
Tabela 5 - Itens de quantitativos coletados para orçamento	42
Tabela 6 - Coeficientes de arrasto da edificação (edifício residencial).....	44
Tabela 7 - Deslocamentos horizontais máximos (edifício residencial).....	46
Tabela 8 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção X) (edifício residencial).....	48
Tabela 9 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção Y) (edifício residencial).....	49
Tabela 10 - Carregamentos nos grupos de paredes (edifício residencial)	51
Tabela 11 - Resistência requerida nos grupos de paredes (edifício residencial).....	51
Tabela 12 - Força de desaprumo (edifício residencial)	52
Tabela 13 - Parâmetros de dimensionamento da força do vento (edifício residencial)..	52
Tabela 14 - Forças do vento nas direções X e Y (edifício residencial).....	53
Tabela 15 - Forças horizontais totais na direção X (edifício residencial)	54
Tabela 16 - Forças horizontais totais na direção Y (edifício residencial)	54
Tabela 17 - Propriedades das paredes de contraventamento (edifício residencial).....	56
Tabela 18 - Força em cada parede na direção X (edifício residencial)	57
Tabela 19 - Força em cada parede na direção Y (edifício residencial)	57
Tabela 20 - Momento em cada parede na direção X (edifício residencial).....	58
Tabela 21 - Momento em cada parede na direção Y (edifício residencial).....	58
Tabela 22 - Resumo dos esforços nas paredes na direção X (edifício residencial).....	59
Tabela 23 - Resumo dos esforços nas paredes na direção Y (edifício residencial).....	60
Tabela 24 - Verificação da compressão nos bordos das paredes (edifício residencial) .	60
Tabela 25 - Verificação da tração nos bordos das paredes (edifício residencial).....	61
Tabela 26 - Verificação do cisalhamento nas paredes (edifício residencial)	61
Tabela 27 - Deslocamentos horizontais obtidos pelo ftool (edifício residencial)	62
Tabela 28 - Verificação da estabilidade global - Gama-Z (edifício residencial).....	63
Tabela 29 - Orçamento simplificado, concreto armado (edifício residencial)	64
Tabela 30 - Orçamento da mão-de-obra, concreto armado (edifício residencial).....	65

Tabela 31 - Orçamento simplificado, alvenaria estrutural (edifício residencial)	66
Tabela 32 - Orçamento de mão-de-obra, alvenaria estrutural (edifício residencial)	66
Tabela 33 - Dados de pré-dimensionamento (edifício comercial)	75
Tabela 34 - Coeficientes de arrasto da edificação (edifício comercial)	75
Tabela 35 - Carregamento nos elementos estruturais (edifício comercial)	75
Tabela 36 - Deslocamentos horizontais máximos (edifício comercial)	76
Tabela 37 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção X) (edifício comercial)	78
Tabela 38 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção Y) (edifício comercial)	78
Tabela 39 - Carregamentos nos grupos de paredes (edifício comercial)	79
Tabela 40 - Resistência requerida nos grupos de paredes (edifício comercial)	80
Tabela 41 - Força de desaprumo (edifício comercial)	80
Tabela 42 - Parâmetros de dimensionamento da força do vento (edifício comercial) ...	80
Tabela 43 - Forças do vento nas direções X e Y (edifício comercial)	81
Tabela 44 - Forças horizontais totais na direção X (edifício comercial)	81
Tabela 45 - Forças horizontais totais na direção Y (edifício comercial)	81
Tabela 46 - Propriedades das paredes de contraventamento (edifício comercial)	82
Tabela 47 - Força em cada parede na direção X (edifício comercial)	83
Tabela 48 - Força em cada parede na direção Y (edifício comercial)	83
Tabela 49 - Momento em cada parede na direção X (edifício comercial)	84
Tabela 50 - Momento em cada parede na direção Y (edifício comercial)	84
Tabela 51 - Resumo dos esforços nas paredes na direção X (edifício comercial)	85
Tabela 52 - Resumo dos esforços nas paredes na direção Y (edifício comercial)	85
Tabela 53 - Verificação da compressão nos bordos das paredes (edifício comercial) ...	86
Tabela 54 - Verificação da tração nos bordos das paredes (edifício comercial)	86
Tabela 55 - Verificação do cisalhamento nas paredes (edifício comercial)	86
Tabela 56 - Deslocamentos horizontais obtidos pelo ftool (edifício comercial)	87
Tabela 57 - Verificação da estabilidade global - Gama-Z (edifício comercial)	87
Tabela 58 - Orçamento simplificado, concreto armado (edifício comercial)	88
Tabela 59 - Orçamento da mão-de-obra, concreto armado (edifício comercial)	88
Tabela 60 - Orçamento simplificado, alvenaria estrutural (edifício comercial)	89
Tabela 61 - Orçamento de mão-de-obra, alvenaria estrutural (edifício comercial)	89

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	Objetivos.....	15
1.1.1	Objetivos gerais	15
1.1.2	Objetivos específicos.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1	Concreto armado.....	16
2.1.1	Sistema construtivo	16
2.1.2	Dimensionamento de estruturas de concreto armado.....	17
2.2	Alvenaria estrutural.....	19
2.2.1	Tipos de alvenaria.....	22
2.2.2	Componentes da alvenaria estrutural.....	23
2.2.3	Dimensionamento de estruturas de alvenaria estrutural	24
2.3	Orçamento.....	25
3	METODOLOGIA.....	27
3.1	Descrição dos edifícios	27
3.2	Projeto concreto armado	28
3.2.1	Materiais	28
3.2.2	Parâmetros de durabilidade	29
3.2.3	Pré-dimensionamento dos elementos estruturais.....	29
3.2.4	Ações e combinações.....	30
3.3	Projeto alvenaria estrutural	32
3.3.1	Materiais	32
3.3.2	Carregamento vertical.....	33
3.3.3	Carregamento Horizontal	34
3.3.4	Modelo de distribuição dos esforços verticais e verificação à compressão simples. 35	
3.3.5	Modelo de distribuição dos esforços horizontais e verificação à flexocompressão e cisalhamento	37
3.3.6	Estabilidade global e verificação do deslocamento lateral.....	40
3.4	Comparação entre os projetos estruturais	41
3.4.1	Obtenção do parâmetro custo	41
3.4.3	Tabelas de referência para geração dos orçamentos simplificados	42
3.4.4	Comparação dos custos	43
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	44

4.1	Concreto armado.....	44
4.1.1	Pré-dimensionamento dos elementos estruturais.....	44
4.1.2	Ações devido o vento	44
4.1.3	Carregamento vertical.....	44
4.1.4	Estabilidade global	45
4.1.5	Dimensionamento quanto ao ELU e verificação do ELS.....	45
4.1.6	Planta de fôrmas	46
4.2	Alvenaria estrutural.....	47
4.2.1	Definição das paredes estruturais	47
4.2.2	Distribuição	48
4.2.2	Distribuição dos esforços horizontais.....	52
4.2.3	Verificações e dimensionamento.....	59
4.2.4	Estabilidade global e deslocamento lateral.....	62
4.3	Comparações entre os projetos estruturais.....	63
4.3.1	Orçamento concreto armado.....	63
4.3.2	Orçamento alvenaria estrutural.....	65
4.3.3	Comparação simples entre os custos	67
4.3.4	Custo unitário de cada edificação, por projeto	68
4.3.5	Custo unitário de cada projeto, ponderando-se os custos das duas edificações	69
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	70
	REFERÊNCIAS:	72
	APÊNDICE A – PARÂMETROS DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO PARA A EDIFICAÇÃO COMERCIAL FEITO NO TQS.....	75
	APÊNDICE B – PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO COMERCIAL.....	77
	APÊNDICE C – ORÇAMENTO DOS PROJETOS PARA A EDIFICAÇÃO COMERCIAL.....	88

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil no Brasil possui significativa importância na economia nacional, com contribuição de cerca de 7% do PIB (Produto Interno Bruto), além de sua grande importância como redutora do déficit habitacional, sendo, portanto, um segmento da economia brasileira que não para (MASCARÓ E MASCARÓ, 1981). Apesar disto, o ano de 2017 terminou com mais de 1 milhão de postos de trabalho fechados e queda de cerca de 0,5% do PIB nacional, sendo a construção civil um dos setores que mais impactaram com esta queda. (FARIAS, 2017).

Apesar das previsões de crescimento da economia brasileira previstas a partir de 2018, com o setor da construção civil tendo seu primeiro avanço desde 2013 (FARIAS, 2017), é constante a busca no setor construtivo por reduções de custos e de tempo, visto que estes fatores são convertidos em produtividade e elevação de lucros para as empresas.

Na construção de uma edificação, uma das etapas construtivas que demandam mais tempo e recursos financeiros é a parte estrutural. Segundo Giongo (2007), são diversos os sistemas estruturais que podem ser utilizados, como concreto armado e protendido, alvenaria armada ou não armada, elementos metálicos e elementos de madeira, dentre outros. Notoriamente, os sistemas construtivos mais utilizados atualmente são o concreto armado e a alvenaria estrutural. O primeiro possui sua tecnologia disseminada em todo o mundo, além de ótimas propriedades físicas e de utilização (SANTOS, 2006), enquanto o segundo vem sendo utilizado de forma ampla ultimamente visto que a partir da década de 70 vem se consolidando no Brasil a busca por racionalização da construção e a redução de erros construtivos, com redução de tempos de ociosidade (FARAH, 1990), sendo a alvenaria estrutural uma opção que se enquadra neste aspecto devido sua facilidade de introdução de medidas de racionalização nos processos construtivos, como utilização de elementos pré-fabricados.

Apesar das vantagens e desvantagens de um sistema em relação ao outro, o concreto armado é utilizado de forma hegemônica no Brasil (SANTOS, 2006). Esta maior utilização do concreto armado ao invés da alvenaria estrutural se deve a diversos motivos, como a presença forte da indústria do concreto em todo o território nacional, maior liberdade arquitetônica e outros fatores, porém, um dos fatores mais significativos é o desconhecimento ou conhecimento reduzido, por parte dos engenheiros, das técnicas de dimensionamento, detalhamento e criação de projetos estruturais de alvenaria estrutural. Na maioria das universidades, esta matéria é parte da grade opcional de matérias dos

cursos de engenharia, sendo muitas vezes preterida em relação a outras matérias. Além disso, mesmo quando ensinado em algumas universidades, esta matéria possui como principais assuntos o conhecimento dos materiais e das técnicas de execução do sistema estrutural, e pouca ou nenhuma abordagem da criação de projetos, com as verificações do ELU e ELS.

Uma das consequências do conhecimento de apenas um dos sistemas estruturais é que, atualmente, a escolha do sistema estrutural utilizado em edifícios comerciais e residenciais é muitas vezes realizada sem serem levados em consideração os diversos fatores que estão relacionados com o sistema estrutural, como especialização de mão de obra, compatibilidade entre os diversos sistemas da edificação, manutenção, custo global da edificação, disponibilidade no mercado, dentre outros. Esta escolha é tomada levando-se em consideração apenas o senso comum, a experiência com o concreto armado dos profissionais responsáveis pela tomada de decisão ou mesmo a irredutibilidade das empresas em mudar o sistema estrutural dependendo das características da edificação a ser projetada.

Esta carência de uma comparação entre os sistemas construtivos estruturais, aliada à inexperiência dos profissionais com projetos de alvenaria estrutural, pode levar a uma escolha do sistema menos adequado para determinada situação, gerando-se um excesso de custos para as empresas construtoras ou consequências não financeiras, como desperdício de espaço no canteiro de obras, incompatibilidade entre o sistema estrutural escolhido e os sistemas de instalações, dificuldades na criação do projeto estrutural para a arquitetura prevista, etc.

Este trabalho se justifica, portanto, pela necessidade de se conhecer ambos os sistemas construtivos mais utilizados para se tomar uma decisão na hora de escolher qual sistema estrutural usar na edificação. Neste trabalho são apresentadas diretrizes para elaboração de projetos estruturais em alvenaria estrutural de edificações de pequeno porte. Além disso, é apresentado neste trabalho uma comparação simples entre projetos estruturais em concreto armado e alvenaria estrutural baseado nos resultados de dimensionamentos realizados em edificações de pequeno porte. O parâmetro de comparação utilizado é o custo de execução de cada sistema estrutural.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivos gerais

O principal objetivo desta pesquisa é elaborar e comparar projetos em concreto armado e alvenaria estrutural, segundo o parâmetro custo, a fim de se determinar qual sistema estrutural é mais vantajoso sob este parâmetro.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Elaboração de projetos em concreto armado em uma edificação residencial e uma comercial por meio do *software* TQS;
- b) Apresentar as técnicas de cálculo para dimensionamento e verificação de projetos de alvenaria estrutural e criação de projeto de alvenaria estrutural de uma edificação residencial e uma comercial usando as diretrizes apresentadas;
- c) Verificação da influência da mão-de-obra em projetos de concreto armado e alvenaria estrutural;
- d) Comparação simples entre os projetos em diferentes sistemas estruturais para uma mesma edificação;
- e) Obtenção do custo unitário para execução de um projeto em alvenaria estrutural e concreto armado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Concreto armado

O concreto, com características similares às atuais, é um material utilizado em construções desde o Império Romano. O desenvolvimento do concreto como conhecido atualmente passou por diversas etapas, desde o uso de argila pelos assírios e babilônicos e utilização de argamassa de cal e gesso pelos egípcios, até a adição de pozzolana à argamassa à base de calcário pelos romanos (SOUZA JUNIOR, [200-]). Posteriormente, segundo Clímaco (2005), o aperfeiçoamento dos materiais aglomerantes permitiu a fabricação de um material chamado “concreto” ou “betão”, que endurece ao contato com a água e poderia ser adicionado de materiais inertes para aumentar o volume e dar estabilidade físicoquímica, além de reduzir custos de produção.

Em 1824, Joseph Apsdin, na Inglaterra, cria o processo de fabricação industrial do cimento Portland, que proporcionou a proliferação da utilização do material concreto no mundo todo, agora como material patenteado. Entretanto, destaca-se no Século XIX a compreensão feita pelo francês Joseph Monier de que o concreto não possuía boa resistência à flexão, sendo então introduzido a partir de então o aço nas peças de concreto com a função de resistir à tração nas peças, enquanto o concreto resistia á compressão (LISBOA, 2008).

No Brasil, graças ao engenheiro Emílio Baumgart, o Brasil atingiu um elevado grau de desenvolvimento no uso do concreto armado. No século XX o Brasil se destacou mundialmente por duas obras: o edifício do jornal A Noite, no Rio de Janeiro, que foi o primeiro edifício que considerou as ações dos ventos, e a ponte sobre o Rio do Peixe, de 68m de extensão e construída utilizando-se a técnica de balanços sucessivos (DELATORRE, 2014).

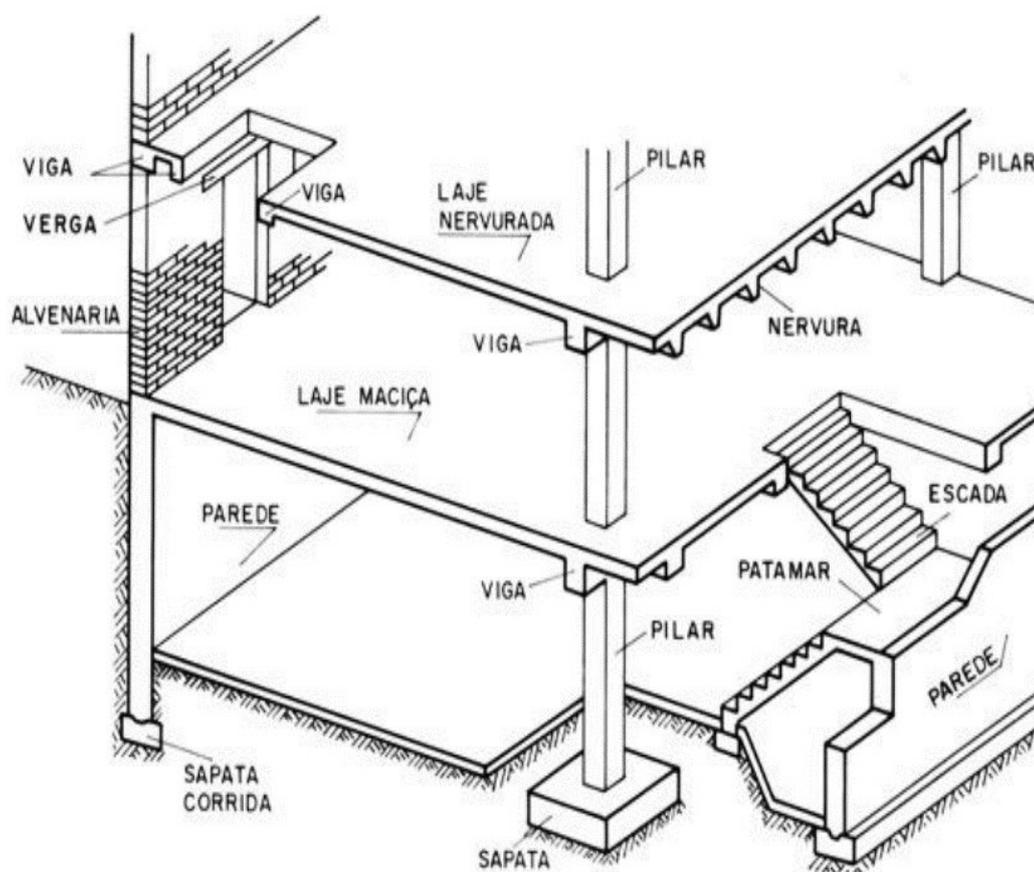
2.1.1 Sistema construtivo

O material concreto resulta da mistura, em proporções exatas, de agregados minerais, cimento e água (DELATORRE, 2014), ao passo que o aço é introduzido nesta mistura para garantir boa resistência das peças estruturais à tração, visto que a resistência do concreto à esforços de tração é pobre.

Nas estruturas de concreto armado, as cargas são distribuídas na edificação através dos elementos estruturais, que são conectados através de ligações rígidas ou articuladas. Os principais elementos estruturais em uma estrutura em concreto armado são as lajes, as vigas, os pilares e as fundações.

A Figura 1 apresenta os principais elementos de uma estrutura de concreto armado distribuídos na edificação.

Figura 1 - Elementos básicos da estrutura de concreto armado



Fonte: <http://www.manualdoarquiteto.com.br/2017/08/sistemas-estruturais-elementos.html>

2.1.2 Dimensionamento de estruturas de concreto armado

Os projetos contendo estruturas de concreto armado devem obedecer ao disposto na Norma NBR 6118, que segundo a própria NBR 6118 (2014), foi concebida inicialmente em 1980 e está atualmente em sua versão 2014, sendo historicamente conhecida como NB-1. Segundo esta norma, os elementos de concreto armado estão condicionados a serem dimensionados segundo o ELU (Estado Limite Último) e serem

verificados quanto ao ELS (Estado Limite de Serviço) nas diversas etapas de projeto, que são descritas a seguir:

Critérios de projeto:

- Determinação da classe de agressividade do ambiente;
- Definição da resistência dos materiais a serem utilizados;
- Demais características desses materiais.

Concepção estrutural:

-Pré-dimensionamento e distribuição dos elementos estruturais que irão compor o projeto estrutural do edifício, tais como lajes, vigas e pilares, na arquitetura.

Dimensionamento das lajes:

- Pré-dimensionamento das espessuras de laje;
- Levantamento de cargas atuantes na laje;
- Cálculo dos esforços solicitantes;
- Dimensionamento no estado limite último (ELU);
- Verificações no estado limite de serviço (ELS).

Dimensionamento das vigas:

- Levantamento das cargas;
- Cálculo dos esforços solicitantes;
- Dimensionamento das armaduras longitudinais;
- Dimensionamento das armaduras transversais.

Dimensionamento de Pilares:

- Levantamento das cargas atuantes nos pilares;
- Dimensionamento dos pilares de carga de acordo com sua posição na estrutura, quais sejam centrados ou de extremidade, e com a posição do carregamento solicitante na seção transversal do pilar, quer esteja submetido à compressão centrada, flexão pura, flexão composta ou flexão oblíqua.

Verificação da estabilidade global da estrutura:

- Estabilidade global da estrutura;
- Verificação dos efeitos globais de 2º ordem;
- Verificação dos efeitos locais de 2º ordem;
- Verificação dos efeitos localizados de segunda ordem.

2.2 Alvenaria estrutural

Apesar da utilização da alvenaria como material de construção há milhares de anos pelo homem, segundo Hendry (2002), a alvenaria estrutural veio a ser tratada como tecnologia no século XVII. Apesar disto, ainda no século XX, ainda havia diversas limitações na utilização desta técnica construtiva visto que os métodos de cálculo eram empíricos.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a alvenaria estrutural é utilizada no Brasil como tecnologia fundamentada em princípios regularizados cientificamente desde a década de 70.

Historicamente a alvenaria como sistema estrutural já foi utilizada em diversas construções. Além da construção de moradia, diversos templos e monumentos eram construídos utilizando-se desta tecnologia. A figura 2 apresenta a pirâmide de Quéops, o qual foi construída com milhares de blocos de pedra, e atualmente é a única das 7 maravilhas do mundo antigo que ainda resiste ao tempo.

Figura 2 - Pirâmide de Quéops, em Gizé, Egito



Fonte: Silva (2018)

A alvenaria estrutural como conhecida atualmente pode ser definida como um conjunto de blocos estruturais ligados por juntas de argamassa, que trabalham em conjunto para resistir aos esforços solicitados pela edificação. Neste sistema construtivo, as paredes são tanto o elemento portante quanto elementos de vedação (DELATORRE,

2014). Segundo Ferreira e Pompeu Júnior (2010), as principais características de projetos em alvenaria estrutural são a modulação e a racionalização, que, aliados à existência de compatibilização entre o projeto estrutural e os demais projetos associados à construção, podem gerar significativa redução de custos.

Delatorre (2014) afirma que a alvenaria estrutural reduz desperdícios e aumenta a racionalização e velocidade de execução das obras e é um sistema estrutural mais eficaz do que o concreto armado para edificações de até 8 pavimentos. Porém, o autor citado afirma também que, devido limitações arquitetônicas e número de pavimentos da edificação, nem sempre a alvenaria estrutural será a mais indicada.

Em contrapartida ao exposto por Delatorre (2014), Kato (2002) afirma que, apesar de na teoria a alvenaria estrutural ser mais racional do que o concreto armado segundo a filosofia da construção enxuta (ou *lean construction*), na prática seus estudos resultaram que o sistema convencional obteve melhores resultados sob este aspecto do que a alvenaria estrutural.

Ainda segundo Kato (2002), grande parte dos problemas nas construções de alvenaria estrutural são devidas ao insuficiente detalhamento dos projetos, e falta de qualificação de mão-de-obra.

Atualmente, os problemas relacionados à alvenaria estrutural persistem, principalmente relacionados a falhas de projetos, insuficiência de detalhamento nos projetos e desqualificação de mão de obra. Nas imagens a seguir são apresentados alguns problemas observados na execução de obras em alvenaria estrutural.

Figura 3 - Rachaduras na alvenaria estrutural



Fonte: O autor (2018)

Figura 4 - Cortes na área líquida dos blocos



Fonte: O autor (2018)

Figura 5 - Corte na extremidade dos blocos na junção de paredes



Fonte: O autor (2018)

Figura 6 - Espaçamento excessivos entre blocos



Fonte: O autor (2018)

As figuras acima são de uma construção realizada no Ceará, que por opção do autor não será identificada. A figura 3 apresenta um problema de controle de materiais, com a utilização de blocos defeituosos em mais de um local na mesma parede. A figura 4 apresenta uma situação comum em obras de alvenaria estrutural, que é a realização de aberturas nos blocos para colocação de instalações, o que reduz a capacidade resistente da parede, visto que estes cortes não são identificados nos projetos. As figuras 5 e 6 apresentam problemas distintos relacionados à mesma causa: falta ou ineficiência de modulação das paredes, ou seja, a não previsão de paredes com número exato de blocos inteiros, o que gera cortes em blocos (figura 5) ou excesso de argamassa em juntas (figura 6).

2.2.1 Tipos de alvenaria

Segundo Santos (1998) e Lisboa (2008) as alvenarias podem ser classificadas em:

Alvenaria não-armada: Nesta, blocos cerâmicos ou de concreto, que podem ser maciços ou perfurados, são assentados com argamassa. As tensões de tração devem ser evitadas em projetos neste sistema, ou devem estar abaixo da resistência à tração da

argamassa. A utilização de aço na alvenaria não-armada acontece devido necessidades construtivas.

Alvenaria armada: Neste, além da utilização dos blocos e argamassa, é utilizado graute e armadura para atender às exigências estruturais, principalmente devido à presença de tração.

Alvenaria protendida: É a utilização de armaduras pré-tracionadas para submeter um estado de pré-compressão na alvenaria e reduzir tensões de tração.

Alvenaria resistente: São alvenarias que deverão resistir a esforços além do peso próprio.

Alvenaria de vedação: Alvenaria construída com a função exclusiva vedar a edificação, externamente e separar áreas internas.

Alvenaria estrutural: É a alvenaria construída baseando-se em um dimensionamento racional e verificações de segurança, sendo a estrutura portante da obra.

2.2.2 Componentes da alvenaria estrutural

Um componente da alvenaria é algo que faz parte da estrutura do sistema construtivo. Os principais componentes na alvenaria estrutural são as unidades de blocos estruturais, a argamassa, o graute e a armadura (FIGUEIRÓ, 2003). As definições e características dos componentes são apresentados a seguir:

Unidades:

Segundo Rizzatti, *et al.* (2013), as unidades são os blocos estruturais, podendo ser cerâmicos ou de concreto. Podem ser encontrados no Brasil com diversas geometrias e resistências.

Argamassa:

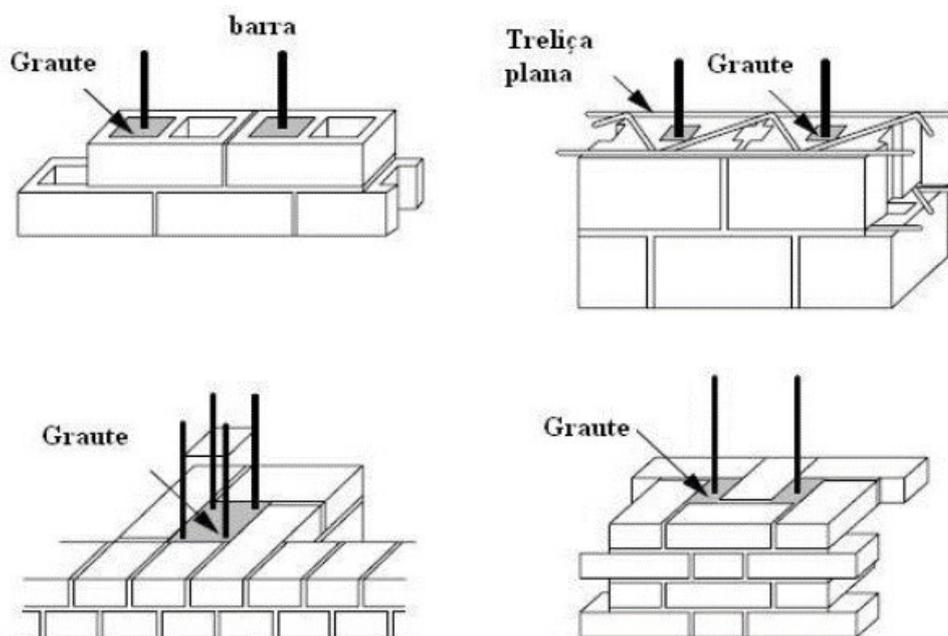
A argamassa é o material com função de unir as unidades e transmitir as tensões entre blocos, além de absorver pequenas deformações. A elasticidade, resistência, trabalhabilidade e durabilidade são características importantes a serem consideradas para uma argamassa. As argamassas de assentamento são compostas por cimento, areia, cal e água em proporções definidas no traço (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Armadura:

As armaduras utilizadas na alvenaria estrutural é a mesma utilizada em elementos de concreto armado, com utilização de graute para que a armadura trabalhe de forma monolítica com a alvenaria (RAMALHO; CORRÊA 2003).

A figura 7 apresenta algumas configurações de utilização da armadura vertical na alvenaria estrutural.

Figura 7 - Configurações da armadura vertical na alvenaria estrutural



Fonte: https://www.ufrgs.br/napead/repositorio/objetos/alvenaria-estrutural/condicoes_armadura.php

Grout:

O *grout* (ou graute) é um concreto feito com agregados de pequenas dimensões que tem como principal diferença com o concreto comum, a elevada plasticidade, necessária para preencher todos os vazios dos blocos. A principal função do *grout* é unificar alvenaria e armadura, aumentando também a área resistente da região aplicada (OLIVEIRA, 1992).

2.2.3 Dimensionamento de estruturas de alvenaria estrutural

A norma brasileira que orienta quanto ao dimensionamento de estruturas de alvenaria estrutural é a NBR 10837: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Segundo Joaquim *et al* (2002), esta norma adota o método das tensões admissíveis para o dimensionamento dos elementos de alvenaria.

Ainda segundo Joaquim *et al* (2002), a utilização de diferentes métodos de análise dos elementos estruturais é a diferença básica entre a análise de elementos de alvenaria estrutural e de concreto armado, no qual este último utiliza o método dos estados limites últimos, que admite que a plastificação da armadura ou as deformações no concreto são iguais às convencionadas no momento da ruptura. O método das tensões admissíveis, por outro lado, busca manter certa distância entre as tensões a que os elementos estão submetidos e as tensões que provocam o escoamento ou ruptura destes materiais.

A equação básica do método das tensões admissíveis, segundo Accetti (1998) está apresentada a seguir:

$$\bar{R} = R/\gamma_i \text{ e também } S \leq \bar{R}$$

Onde:

\bar{R} é a máxima tensão admissível;

S é a máxima tensão solicitante no elemento;

R é a tensão de ruptura ou de escoamento do material;

γ_i é o coeficiente de segurança interno.

Nas atuais versões das normas de cálculo de projetos de alvenaria estrutural, já está previsto o dimensionamento utilizando-se os conceitos de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

2.3 Orçamento

Segundo Sampaio (1989), um orçamento é uma previsão calculada dos custos de execução de um empreendimento ou obra qualquer. Quanto mais detalhado for o orçamento, mais próximo do valor real ele será. Cardoso (2009) diz que uma obra sem previsão adequada dos custos necessários para sua execução pode resultar em uma obra inacabada. O orçamento é então um valioso documento, utilizado também para se verificar a viabilidade de um empreendimento ainda em sua fase preliminar. Mattos (2006), afirma que um orçamento é uma ferramenta que reduz o grau de incertezas de uma obra, visto que o orçamento apresenta uma previsão dos custos empregados e da quantidade de materiais a serem utilizados.

Por vezes, orçamentos reduzidos são utilizados, como os orçamentos sintéticos, que são resumos do orçamento completo, compreendendo somente os grupos de serviços e os valores apresentados são parciais e totais do orçamento analítico da obra (TISAKA, 2011), e orçamentos simplificados, que levam em consideração apenas uma parte da

edificação, como o orçamento das fundações, ou o orçamento de apenas o sistema estrutural.

Para nortear um orçamento quanto aos parâmetros de quantitativos e produtividade, são utilizadas tabelas de referência de composições, tais quais as elaboradas pela SINAPI, da Caixa econômica Federal e a SEINFRA/CE, elaborada pela Secretaria de Infraestrutura do Ceará.

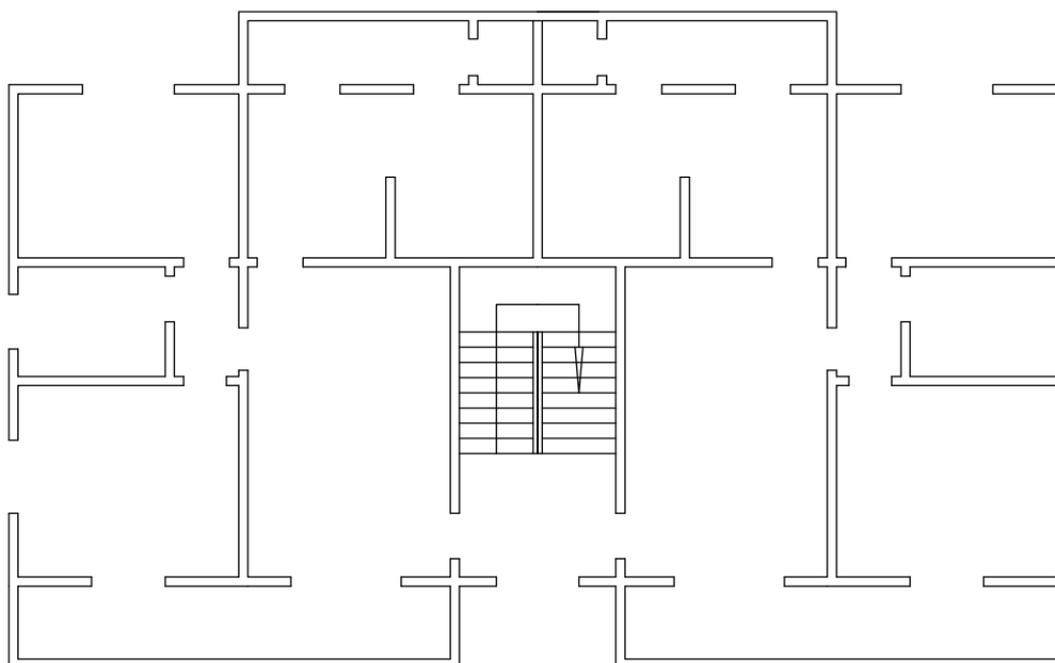
3 METODOLOGIA

3.1 Descrição dos edifícios

Os edifícios selecionados para fazer este estudo foram um edifício residencial, a partir de agora denominado de ED1, e um edifício comercial, que será chamado de ED2. Ambos são constituídos por 4 pavimentos, sendo 1 térreo e 3 níveis superiores. Ambas as edificações possuem 3,0 m de pé-direito, totalizando uma altura total de 12,0 m nos dois edifícios.

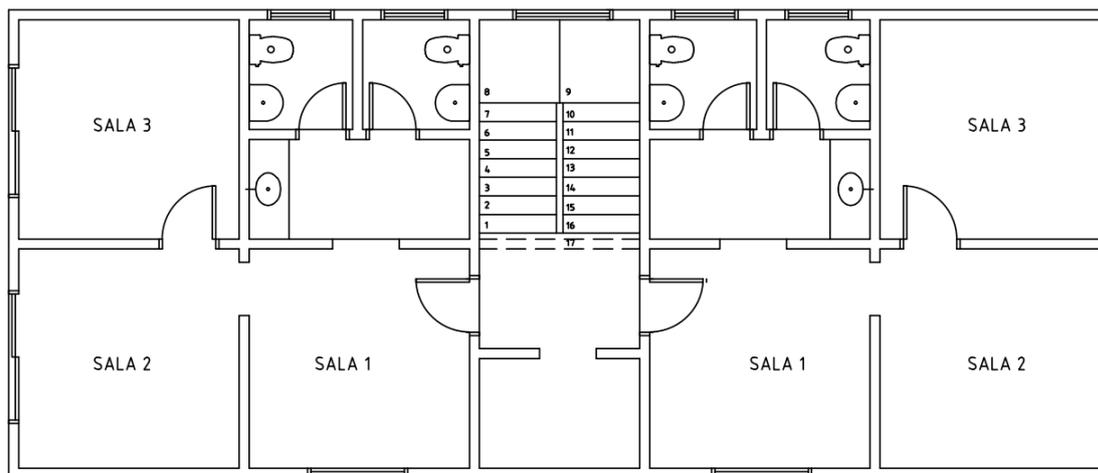
A arquitetura de ambas as edificações foi adaptada para ser compatível com modulação de 15cm, relativo à família de blocos estruturais utilizados no projeto de alvenaria estrutural, como será apresentado adiante. A arquitetura do térreo é igual à dos pavimentos superiores nos edifícios, tendo o tipo do ED1 (figura 8) uma área aproximada de 173,67 m², e o tipo do ED2 (figura 9) área de 116,33 m².

Figura 8 - Arquitetura do edifício 1 (ED1)



Fonte: Adaptado de Rocha (1987)

Figura 9 - Arquitetura do edifício 2 (ED2)



Fonte: adaptado de http://www.aditivocad.com/projetos-autocad.php?dwg=arquitetura_edificio_8_pavimentos

3.2 Projeto concreto armado

A maioria dos parâmetros de dimensionamento e propriedades dos materiais utilizados em ambos os projetos foram os mesmos e são apresentados a seguir. Quando não for indicado a qual edificação determinado parâmetro pertence, deve ser assumido que este parâmetro foi utilizado em ambos os projetos.

A análise estrutural dos edifícios, bem como o dimensionamento e detalhamento estrutural foram realizados utilizando-se o sistema TQS em sua versão V19.10.46.

As seguintes normas brasileiras foram utilizadas na tomada de parâmetros e procedimentos de análise, dimensionamento e detalhamento dos projetos estruturais em concreto armado:

- NBR6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos;
- NBR6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimentos;
- NBR6123 - Forças devidas ao vento em edificações - Procedimentos;
- NBR8681 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos

3.2.1 Materiais

- Concreto:
O fck de lajes, vigas e pilares foi adotado como sendo todos de 25 MPa.
- Módulo de elasticidade:

O módulo de elasticidade tangente inicial é de 28 GPa e o módulo secante é de 23,8 GPa.

Todas as armaduras utilizadas nas edificações são passivas, sem a presença de protensão. A Tabela 1 apresenta as características do aço estrutural utilizado nos cálculos.

Tabela 1 - Características dos aços estruturais do projeto.

Tipo de barra	Ecs(GPa)	fyk(MPa)	Massa específica(kg/m3)	n1
CA-25	210	250	7.850	1,00
CA-50	210	500	7.850	2,25
CA-60	210	600	7.850	1,40

Fonte: adaptado do modelo de memorial descritivo do TQS

3.2.2 Parâmetros de durabilidade

- Classe de agressividade:

A classe de agressividade considerada para dimensionamento e detalhamento das peças estruturais dos projetos foi a Classe de Agressividade II – Moderada, cuja definição encontra-se no item 6 da NBR6118.

- Cobrimentos:

Os cobrimentos foram definidos conforme a classe de agressividade apresentada no item anterior, seguindo os critérios da NBR 6118 (2014), e estão apresentadas na Tabela 2. Não há variação de cobrimentos entre os pavimentos.

Tabela 2 - Cobrimentos dos elementos estruturais

Elemento Estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes convencionais (superior / inferior)	2,5 / 2,5
Vigas	3,0
Pilares	3,0
Fundações	Não definido

Fonte: adaptado da NBR 6118 e do memorial descritivo do TQS

3.2.3 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

3.2.3.1 Pilares

O dimensionamento prévio dos pilares foi realizado utilizando-se o método das áreas de influências, na qual os pilares mais carregados de cada edificação foram

carregados com cargas aproximadas e sua resistência foi testada à compressão. Foi utilizado a taxa de armadura de 1% como valor inicial e os pilares mais carregados de cada edificação foram o P7 para ED1, com área de influência de 14,30 m² e P8 para ED2 com área de influência de 11,56 m². A largura inicial adotada foi de 20 cm, visto que o mínimo permitido por norma é 19 cm. A outra dimensão dos pilares foi adotada como 35 cm e então foi realizada a verificação. A carga de pré-dimensionamento de cada pavimento é de 12 kN/m².

$$N_T = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_c$$

Onde:

N_T = Carga de projeto de compressão máxima aplicada no pilar;

σ_c = Tensão à compressão no concreto;

σ_s = Tensão à compressão no aço;

A_c = Área de concreto do pilar.

3.2.3.2 Vigas

O dimensionamento da altura das vigas (h_{vigas}) foi realizado em função do maior vão livre entre apoios ($L_{\text{máximo}}$), considerando-se que todas as vigas são hiperestáticas. A largura das vigas foi adotada como igual à largura dos pilares.

$$h_{\text{vigas}} = \frac{L_{\text{máximo}}}{12}$$

3.2.4 Ações e combinações

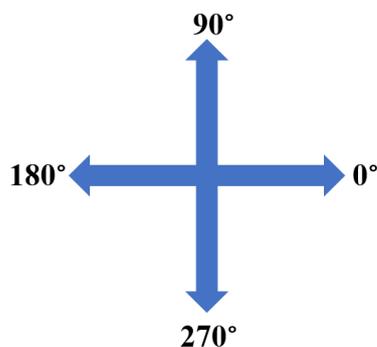
3.2.4.1 Vento

Os parâmetros de vento utilizados para cálculo de esforços laterais nas edificações são apresentados a seguir:

- Velocidade básica (m/s): 30,0;
- Fator topográfico (S1): 1,0;
- Categoria de rugosidade (S2): IV - Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados. zona florestal, industrial, urbanizada, parques, subúrbios densos;
- Classe da edificação: A - Maior dimensão horizontal ou vertical < 20m;
- Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Os coeficientes de arrasto foram definidos segundo as considerações da NBR6123. A orientação dos ventos nas edificações é a apresentada na Figura 10, sendo esta a configuração padrão do software utilizado.

Figura 10 - Direção dos ventos padrão do TQS



Fonte: O autor (2018)

Os coeficientes de arrasto foram calculados considerando-se o ábaco para ventos de alta turbulência da NBR 6123 (1988). Os valores da área de projeção em cada direção correspondem à multiplicação simples da altura total da edificação pela largura da fachada.

3.2.4.2 Carregamento vertical

Para determinação das cargas verticais em cada pavimento e na edificação completa, foram utilizados os seguintes valores de pesos específicos:

- Peso específico do concreto: 25,0 kN/m³;
- Peso específico da alvenaria de vedação: 13,0 kN/m³;
- Espessura da alvenaria de vedação: 14,0 cm;
- Sobrecarga nas lajes: 2,0 kN/m²;
- Peso de revestimentos nas lajes: 1,0 kN/m².

Para fins de cálculo de peso devido à alvenaria, a altura destas será considerada como igual ao valor do pé-direito (3,0 m) menos a altura de viga definida no pré-dimensionamento.

A carga de cada pavimento será considerada como a carga das lajes mais as cargas nas vigas.

3.2.4.3 Estabilidade global

A estabilidade dos edifícios foi avaliada através do parâmetro Gama-Z (γ_z). O valor limite deste parâmetro para que a estrutura seja considerada de nós fixos, ou seja,

sem considerações dos esforços globais de segunda ordem, é de 1,1 para edificações de 4 ou mais pavimentos, como apresentado no capítulo 15 da NBR6118. Para valores de Gama-Z entre 1,1 e 1,2, a estrutura é considerada de nós móveis.

3.2.4.4 Dimensionamento quanto ao ELU

Como critério de projeto adotado, todos os elementos estruturais do mesmo tipo, como vigas e pilares, foram dimensionados com as mesmas dimensões do elemento mais carregado. Os elementos estruturais foram verificados e dimensionados pelo TQS quanto ao ELU e ao ELS, de acordo com os critérios definidos na NBR 6118.

3.3 Projeto alvenaria estrutural

O dimensionamento e análise estrutural realizada neste trabalho foi realizada em acordo com metodologia apresentada por Parsekian e Soares (2010).

A modulação da edificação foi realizada utilizando blocos cerâmicos da família 14x29. Todos os vãos de paredes e aberturas de portas e janelas foram ajustados na arquitetura para serem múltiplos de 15cm, que é o comprimento nominal do meio bloco desta família.

No ED2, todas as paredes foram definidas como estruturais, com exceção das divisórias da escada e paredes divisórias dos banheiros. Nas paredes de vedação dos banheiros poderão ser embutidas as instalações elétricas e o *shaft* poderá ser alocado de acordo com critérios arquitetônicos. Na ED1, as paredes externas deverão ser consideradas estruturais, não considerando-se varandas como paredes externas. As paredes da caixa de escadas e algumas paredes internas também foram consideradas estruturais.

3.3.1 Materiais

- Peso da parede, considerando revestimento de 1cm de cada lado e pesos específicos descritos na NBR 6120 (1980):

$$\text{Parede} = 0,14\text{m} \times 13\text{kN/m}^3 = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 2 \times 0,01\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 2,20 \text{ kN/m}^2$$

- Relação prisma/bloco adotada (f_{pk}/f_{bk}):

Blocos ocos = 0,5

- Relação parede/prisma adotada (f_{pa}/f_{pk}):

Blocos ocos = 0,7

Os valores adimensionais adotados para as relações entre resistências de blocos, prisma e parede foram os valores médios encontrados no estudo de Cavalheiro e Gomes (2002) para ensaios realizados no Brasil até aquele momento.

3.3.2 Carregamento vertical

3.3.2.1 Peso próprio da parede:

- Trecho

Sem abertura considerando altura de laje a piso de 2,92 m

$$= 2,20 \text{ kN/m}^2 \times 2,92 \text{ m} = 6,42 \text{ kN/m}$$

$$\text{Abertura de porta} = 2,20 \text{ kN/m}^2 \times (2,92 - 2,20) \text{ m} = 1,58 \text{ kN/m}$$

Abertura de janela, consideradas com 1,0 m de altura

$$= 2,20 \text{ kN/m}^2 \times (2,92 - 1,00) \text{ m} = 4,22 \text{ kN/m}$$

3.3.2.2 Lajes:

- Pavimento tipo

$$Q = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso próprio} = 0,08 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento e piso} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura e escada

Por simplificação, o carregamento das escadas e da cobertura foram adotados como iguais ao das demais lajes.

$$Q = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

- Caixa d'água

Por simplificação, o carregamento de caixa d'água não será considerado.

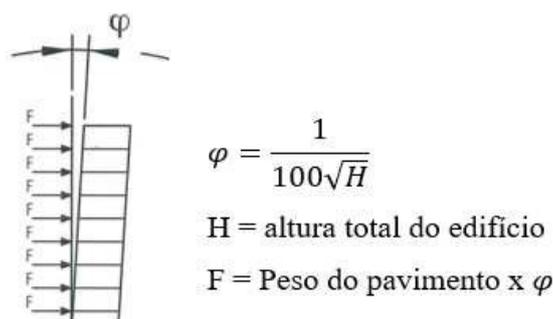
3.3.3 Carregamento Horizontal

Foram considerados neste estudo as forças horizontais devido a força do vento e ao desaprumo.

3.3.3.1 Desaprumo:

As forças de desaprumo foram consideradas como igual em todos os pavimentos e dependem do ângulo de desaprumo.

Figura 11 - Diagrama de aplicação das forças de desaprumo



Fonte: Adaptado de Parsekian e Soares (2010)

3.3.3.2 Vento

Os parâmetros de vento utilizados para cálculo de esforços laterais nas edificações são apresentados a seguir:

- Velocidade básica (m/s): 30,0;
- Fator topográfico (S1): 1,0;
- Categoria de rugosidade (S2): IV - Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados. zona florestal, industrial, urbanizada, parques, subúrbios densos;
- Classe da edificação (S2): A - Maior dimensão horizontal ou vertical < 20m;
- Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Os coeficientes de arrasto foram definidos segundo as considerações da NBR6123. Ambas as edificações estudadas estão, hipoteticamente, localizadas em Fortaleza, e os ventos foram considerados de alta turbulência.

3.3.3.3 Forças horizontais totais

As forças provenientes do vento e do desaprumo foram somadas para se obter a força horizontal em cada nível.

3.3.4 Modelo de distribuição dos esforços verticais e verificação à compressão simples.

Inicialmente, ainda seguindo os passos descritos em Parsekian e Soares (2010), foram definidas as dimensões e nomenclatura das paredes estruturais. As paredes foram nomeadas na direção X e Y e numeradas da esquerda para a direita e de cima para baixo.

O carregamento das lajes foi distribuído para cada parede de acordo com sua área de influência, considerando-se que todas as lajes são simplesmente apoiadas, possuindo, portanto, ângulo de distribuição de 45°. Nos carregamentos dos trechos com aberturas de portas e janelas a distribuição da carga é proporcional ao comprimento das paredes estruturais resistentes naquele trecho.

O modelo de distribuição dos esforços verticais é o modelo de “grupos”. Neste modelo, há uniformização dos esforços verticais da parede mais carregada para a menos carregada. Para utilização deste modelo, a principal hipótese de projeto é que haja amarração direta entre as paredes. Os grupos de paredes são formados por paredes estruturais que se cruzam.

O carregamento uniformizado do grupo será:

$$(G_k \text{ ou } Q_k)_{\text{grupo}} = \frac{n \times (G_k \text{ ou } Q_k)_{\text{pav}}}{L}$$

Onde:

$G_{k/\text{grupo}}$ (kN) = carga permanente uniformizada sobre as paredes do grupo;

$Q_{k/\text{grupo}}$ (kN) = carga acidental uniformizada sobre as paredes do grupo;

$G_{k/\text{pav}}$ (kN) = soma das cargas permanentes de um pavimento sobre as paredes do grupo;

$Q_{k/\text{pav}}$ (kN) = soma das cargas acidentais de um pavimento sobre as paredes do grupo;

L (m) = soma dos comprimentos das paredes do grupo;

n = número de pavimentos acima do grupo.

3.3.4.1 Verificação e dimensionamento

O dimensionamento do bloco resistente foi feito para o ELU. A seguinte expressão, adaptada da NBR 15812-1 (2010), foi verificada. O valor razão entre a resistência da parede e de prisma já está considerada na expressão.

$$Y_f \cdot N_k \leq \frac{0,7f_{pk}}{Y_m} \times R \times A$$

Onde:

Y_f = coeficiente ponderador das ações = 1,4;

Y_m = coeficiente ponderador das resistências = 2,0;

$N_k = G_k + Q_k$;

$A = L \times t$;

$t_{ef} = 14\text{cm}$ para todas as paredes;

$h_{ef} = 2,92\text{ m}$;

$R =$ coeficiente redutor devido à esbeltez = $\left(1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}}\right)^3\right)$.

Simplificando a equação:

$$f_{pk} \geq 33,29 \cdot \frac{(G_k + Q_k)}{L}$$

Os valores $(G_k + Q_k)$ devem ser inseridos em kN resultando em valores de f_{pk} em kPa. Os valores são divididos por 1000 para resultados em Mpa.

A partir do máximo valor de f_{pk} foi escolhido a resistência requerida para o bloco estrutural que deverá ser utilizado em todas as paredes da edificação.

3.3.4.2 Determinação da resistência da argamassa e do graute

O valor da resistência da argamassa é função da resistência do bloco, e posteriormente é verificada quanto à tração e cisalhamento, após a análise dos esforços laterais na edificação. A resistência do graute é apenas uma recomendação e não será verificada, visto que sua utilização em uma edificação utilizando a alvenaria não-armada tem caráter construtivo e não estrutural. A tabela 3 apresenta os valores recomendados para a resistência da argamassa e do graute.

Tabela 3 - Resistência de argamassa e graute em função da resistência do bloco

Bloco: f_{bk} (MPa)	Argamassa: f_a (MPa)			Graute: f_{gk} (MPa)
	Mínimo	Máximo	Recomendado	Recomendado
3,0	2,1	4,8	4,0	15,0
6,0	4,2	9,7	5,0	15,0
8,0	5,6	12,9	6,0	20,0
10,0	7,0	16,1	7,0 a 8,0	25,0

Fonte: Parsekian e Soares (2010)

3.3.5 Modelo de distribuição dos esforços horizontais e verificação à flexocompressão e cisalhamento

A distribuição dos esforços laterais de vento e desaprumo entre as paredes foi feito através do modelo simplificado de paredes em balanço, que segundo Parsekian e Soares (2010) leva a resultados conservadores e é suficiente para um dimensionamento econômico para o caso de edifícios de baixa altura. Ainda segundo os autores citados, para edificações de pequeno porte, os efeitos de torção no prédio podem ser desconsiderados.

A força lateral resistida por cada parede de contraventamento é proporcional à sua rigidez e é dado pela expressão a seguir:

$$F_{xi} = F_x \cdot \frac{I_{yi}}{\sum I_y}; F_{yi} = F_y \cdot \frac{I_{xi}}{\sum I_x}$$

Onde:

F_{xi} = Parcela da carga lateral resistida pela parede na direção X;

F_{yi} = Parcela da carga lateral resistida pela parede na direção Y;

I = momento de inércia da parede na direção resistente;

y_i = distância vertical do eixo da parede até o centro de gravidade (CG) da edificação;

X_i = distância horizontal do eixo da parede até o centro de gravidade (CG) da edificação.

Por simplificação, as paredes na outra direção, que não a direção do vento que está sendo analisado, foram desprezadas, porém, estas contribuem com a inércia das paredes na direção do vento, formando abas (paredes de contraventamento com formato I ou T). Estas abas estão limitadas a 6x a espessura das paredes e não devem ser sobrepostas às abas de outras paredes.

3.3.5.1 Ações em cada pavimento

A força aplicada em cada pavimento é igual à soma das forças de vento e de desaprumo. O momento aplicado em cada andar foi obtido a partir da multiplicação das cargas acima deste nível pela distância deste pavimento até o ponto de aplicação das forças.

3.3.5.2 Esforços

Os esforços de compressão, tração e cisalhamento provenientes das ações foram calculados apenas para o 1º pavimento, sendo este o nível de maiores esforços. A

metodologia de obtenção dos esforços em função das forças e momentos é apresentada a seguir:

- Cisalhamento (τ):

$$\tau = \frac{F}{A}$$

Onde:

F = força horizontal total aplicada na parede [kN];

A = área da seção transversal da parede [m²].

- Compressão devido carga permanente (σ_G):

$$\sigma_G = \frac{G}{A}$$

Onde:

G = carga permanente total aplicada na parede [kN];

A = área da seção transversal da parede [m²].

- Compressão devido carga acidental (σ_Q):

$$\sigma_Q = \frac{Q}{A}$$

Onde:

Q = carga acidental total aplicada na parede [kN];

A = área da seção transversal da parede [m²].

- Esforços devido ao momento ($\sigma_{v\text{esq}}$ e $\sigma_{v\text{dir}}$):

O momento nas paredes causa esforços normais de tração e compressão nestas. Neste trabalho, estes esforços foram tratados por seus módulos, visto que estes esforços mudam de tração para compressão e vice-versa se o vento mudar da direção 0° para 180° ou de 90° para 270°.

$$\sigma_{v\text{esq}} = \frac{M \cdot Y_{\text{esq}}}{I}; \quad \sigma_{v\text{dir}} = \frac{M \cdot Y_{\text{dir}}}{I}$$

Onde:

Y_{esq} e Y_{dir} = distâncias do CG da parede até as extremidades esquerda e direita, respectivamente [m];

I = momento de inercia da parede [m⁴];

M = momento aplicado na parede em [kN. m].

3.3.5.3 Verificações e dimensionamento

- Verificação da máxima compressão nos bordos das paredes.

A verificação da compressão máxima das paredes foi feita ora reduzindo-se a carga acidental ora diminui-se a carga devido ao vento. Estas reduções são feitas através do fator ψ_0 . As seguintes inequações deverão ser resolvidas:

$$\frac{Y_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{acidental} + Y_{fg} \cdot G}{R} + \frac{Y_{fq} \cdot Q_{vento}}{1,5} \leq f_{k/Y_m}$$

$$\frac{Y_{fq} \cdot Q_{acidental} + Y_{fg} \cdot G}{R} + \frac{Y_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{vento}}{1,5} \leq f_{k/Y_m}$$

Onde:

Y_{fq} = coeficiente de ponderação das ações acidentais;

Y_{fg} = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

G = carga permanente;

$Q_{acidental}$ = carga acidental devida à sobrecarga na laje;

Q_{vento} = carga lateral do vento;

ψ_0 = fator de redução de combinação para ELU = 0,5 (acidental); 0,6 (vento);

f_k = resistência característica da parede = 0,7. f_{pk} .

Simplificando a expressão anterior utilizando alguns dos parâmetros pré-definidos:

$$\frac{0,7 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,66 \cdot Q_{vento} \leq f_{pk}$$

$$\frac{1,4 \cdot Q_{acidental} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 \cdot Q_{vento} \leq f_{pk}$$

- Verificação da máxima tração nos bordos das paredes.

Na verificação à tração, a seguinte inequação deverá ser resolvida:

$$Y_{fq} \cdot Q + Y_{fg} \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{Y_m}$$

Onde:

f_{tk} = resistência característica à tração da argamassa.

É válido destacar que as forças do vento podem ser positivas ou negativas nas duas direções dos bordos, visto que o vento pode atuar em qualquer direção na edificação. Será sempre considerado a pior situação, na qual o esforço do vento gera tração.

- Verificação do cisalhamento nas paredes.

As tesões de cisalhamento na alvenaria foram calculadas pelo critério de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$), que considera uma parcela de resistência inicial e um incremento desta resistência devido a pré-compressão. Na tabela 4 são apresentadas as expressões para

cálculo do valor característico da resistência ao cisalhamento. Estes valores são válidos para argamassas de cal, cimento e areia, sem aditivos.

Tabela 4 - Valores característicos de resistência ao cisalhamento - f_{vk}

RESISTÊNCIA MÉDIA DE COMPRESSÃO DA ARGAMASSA (MPa)			
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,7$

Fonte: adaptado da NBR 15812-1 (2010)

O valor da tensão de pré-compressão é calculado considerando-se apenas ações permanentes, sendo estas minoradas do coeficiente de redução 0,9 (PARSEKIAN E SOARES, 1950). A inequação a seguir deverá ser verificada.

$$\tau \cdot Y_f \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

Onde:

τ = é a tensão de cisalhamento aplicada na parede.

A partir das verificações

3.3.6 Estabilidade global e verificação do deslocamento lateral

A verificação da estabilidade global foi realizada utilizando-se o modelo simplificado descrito por Parsekian e Soares (2010). Este modelo consiste na verificação da influência dos efeitos de 2ª ordem através do parâmetro gama-Z (Y_z). Os efeitos de 2ª ordem serão desprezíveis caso o Y_z seja inferior à 1,1. O edifício foi, simplificadaamente, considerado como uma barra de inércia igual à somatória das inércias de todas as paredes do edifício submetida aos esforços laterais totais. O valor do módulo de elasticidade (E_p) da barra foi considerado como $600 \times f_{pk}$. O valor de E_p foi reduzido em 20% para que seja considerada a fissuração. Os deslocamentos em cada nível foram obtidos por meio do software ftool. Por fim foram verificados os deslocamentos horizontais da edificação.

3.3.6.1 Verificação dos efeitos de 2ª ordem:

$$Y_z = \frac{1}{1 - \frac{M_2}{M_1}} \leq 1,10$$

Onde:

M_1 = momento de primeira ordem devido às forças horizontais;

M_2 = momento de segunda ordem causado pelo deslocamento horizontal de cada pavimento da edificação.

3.3.6.2 Verificação dos deslocamentos horizontais.

A verificação dos deslocamentos horizontais foi realizada considerando-se a combinação frequente com $\psi_0 = 0,3$. foram verificados o deslocamento total da edificação e a variação máxima de deslocamentos entre pavimentos. Estes parâmetros são limitados aos valores a seguir:

- Deslocamento total:
Altura do prédio / 1700.
- Deslocamento entre pavimentos:
Pé-direito / 850.

3.4 Comparação entre os projetos estruturais

Para a realização da comparação entre os projetos estruturais em alvenaria estrutural e concreto armado dos edifícios ED1 e ED2, foi utilizado como parâmetro o custo relativo à construção das edificações.

3.4.1 Obtenção do parâmetro custo

O custo associado a cada um dos projetos foi obtido por meio de orçamentos simplificados. Nestes orçamentos, apenas elementos estruturais, paredes de vedação e mão-de-obra foram considerados. Qualquer elemento que não muda, independentemente do sistema estrutural, não foi considerado nos orçamentos. Algumas premissas foram adotadas previamente à obtenção dos quantitativos para realização dos orçamentos.

- As lajes e escadas nos projetos de alvenaria estrutural e concreto armado são iguais, não sendo, portanto, consideradas nos orçamentos;
- A disposição das instalações elétricas e hidrossanitárias não sofrem modificações em função do sistema estrutural.

3.4.2 Itens de alvenaria estrutural adotados

Na tabela 5, são apresentados os itens considerados como representativos dos projetos estruturais em alvenaria estrutural e concreto armado. O quantitativo para estes itens foi obtido e orçados.

Tabela 5 - Itens de quantitativos coletados para orçamento

Projeto em alvenaria estrutural	Projeto em concreto armado
Blocos de alvenaria estrutural	Concreto C25
Graute	Aço CA-50
Aço CA-50	Alvenaria de vedação
Alvenaria de vedação	Fôrmas
Argamassa	Argamassa
Mão-de-obra	Mão-de-obra

Fonte: O autor (2018)

3.4.3 Tabelas de referência para geração dos orçamentos simplificados

Os bancos de dados consultados para obtenção dos preços dos insumos e serviços foram as tabelas geridas pela Seinfra-CE (Secretaria de Infraestrutura do Ceará) e as tabelas da SINAPI-CE (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), gerenciadas e atualizadas pela Caixa econômica Federal em todos os entes da federação. As informações acerca da atualização das tabelas se encontram a seguir:

- Seinfra: versão 024.1, com desoneração, válida desde 08/03/2016 e vigente durante a realização deste trabalho;
- SINAPI-CE: versão 082018, com desoneração, referente a agosto de 2018 e publicada em 18 de setembro de 2018.

A tabela da Seinfra foi utilizada de forma prioritária na obtenção de preços de insumos e serviços, utilizando-se a tabela da SINAPI quando determinado item não se encontrar nas tabelas da Seinfra.

3.4.4 Comparação dos custos

Os custos associados aos edifícios ED1 e ED2 foram comparados entre si por meio do valor global dos orçamentos através de uma comparação percentual simples. Posteriormente foram comparados os valores de Custo Unitário (relação entre o custo e a área construída) de cada edificação para cada tipo de projeto, e finalmente comparou-se, de forma ponderada, os custos unitários de cada tipo de projeto considerando-se as duas edificações.

- Custo unitário de cada edificação por projeto:

$$\text{Custo Unitário} = \frac{\text{Custo}}{\text{Área}}$$

- Custo unitário por projeto, ponderando-se os custos das duas edificações:

$$\text{Custo Unitário} = \frac{\text{Custo}_{\text{ED1}}}{\text{Área}_{\text{ED1}}} \cdot \frac{\text{Área}_{\text{ED1}}}{\text{Área}_{\text{ED1}} + \text{Área}_{\text{ED2}}} + \frac{\text{Custo}_{\text{ED2}}}{\text{Área}_{\text{ED2}}} \cdot \frac{\text{Área}_{\text{ED2}}}{\text{Área}_{\text{ED1}} + \text{Área}_{\text{ED2}}}$$

Simplificando:

$$\text{Custo Unitário} = \frac{\text{Custo}_{\text{ED1}} + \text{Custo}_{\text{ED2}}}{\text{Área}_{\text{ED1}} + \text{Área}_{\text{ED2}}}$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Concreto armado

4.1.1 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

No pré-dimensionamento dos pilares pelo método das áreas de influência de acordo com o descrito na seção 3.2.3.1, a solicitação do Pilar P8 foi de 990,4 kN, ao passo que a resistência do pilar para as dimensões arbitradas foi de 1356,5 kN, o que garante que as dimensões de 35cm x 20cm são seguras para os pilares.

No pré-dimensionamento das vigas, a viga de maior vão possui as dimensões de 510cm e 480cm no sentido da menor e da maior dimensão do edifício, respectivamente. A alturas das vigas de acordo com a seção 3.2.3.2 resultaria em 42,50 cm, que será arredondado para 40 cm.

4.1.2 Ações devido o vento

Para as dimensões do edifício e os critérios definidos na seção 3.2.4.1, os valores dos coeficientes de arrasto calculados automaticamente pelo TQS e as respectivas forças devido ao vento são apresentados na tabela 6:

Tabela 6 - Coeficientes de arrasto da edificação (edifício residencial)

Direção	Coeficiente de arrasto
0°	0,83
90°	0,96
180°	0,83
270°	0,96

Fonte: O autor (2018)

4.1.3 Carregamento vertical

Carga nas vigas:

Peso próprio:

$$\begin{aligned}
 &= \textit{altura} \times \textit{largura} \times \gamma_{\textit{concreto}} \\
 &= 0,4\textit{m} \times 0,20\textit{m} \times 25,0\textit{kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$= 2,0kN/m = 0,20tf/m$$

Alvenaria sobre as vigas:

$$\begin{aligned} &= (\text{Pé direito} - h_{viga}) \times \text{Esp. alvenaria} \times \gamma_{alvenaria} \\ &= (3,00m - 0,40m) \times 0,14m \times 13,0kN/m^3 \\ &= 4,73kN/m = 0,47tf/m \end{aligned}$$

Carga nas lajes:

Peso próprio:

$$\begin{aligned} &= \text{Esp. laje} \times \gamma_{concreto} \\ &= 0,08m \times 25,0kN/m^3 \\ &= 2,0kN/m^2 = 0,20tf/m^2 \end{aligned}$$

Sobrecarga:

$$= 2,0kN/m^2 = 0,20tf/m^2$$

Revestimento:

$$= 1,0kN/m^2 = 0,10tf/m^2$$

Carga de alvenaria sobre as lajes:

Peso próprio:

$$\begin{aligned} &= (\text{Pé direito} - \text{Esp. laje}) \times \text{Esp. alvenaria} \times \gamma_{alvenaria} \\ &= (3,00m - 0,08m) \times 0,14m \times 13,0kN/m^3 \\ &= 5,31kN/m = 0,53tf/m \end{aligned}$$

4.1.4 Estabilidade global

O valor do Gama-z (γ_z) para a edificação foi de 1,19, o que indica que a estrutura não deve ser considerada de nós fixos. O dimensionamento do TQS levou em consideração, portanto, que a estrutura é de nós móveis e o dimensionamento irá considerar os efeitos globais de 2ª ordem.

4.1.5 Dimensionamento quanto ao ELU e verificação do ELS

Todo o dimensionamento e detalhamento das armaduras foi realizado pelo TQS em acordo com o ELU utilizando-se os limites previstos na NBR 6118/2014. Nenhum erro foi observado no dimensionamento dos elementos estruturais. Os estribos foram definidos para aço CA-50 ao invés do CA-60A padrão do programa.

A verificação para o ELU dos deslocamentos horizontais é apresentada à seguir na tabela 7.

Tabela 7 - Deslocamentos horizontais máximos (edifício residencial)

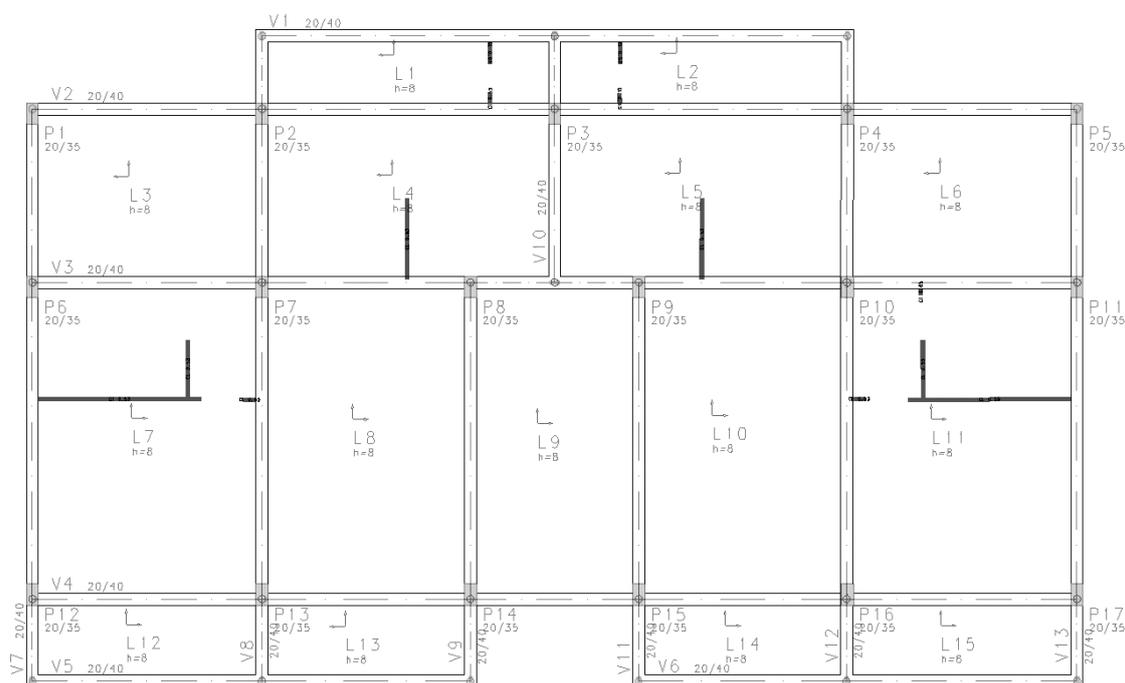
Descolamento	Valor máximo na edificação (cm)	Valor máximo de referência	Situação
Topo do edifício	0,14	0,71	OK
Entre pisos	0,05	0,35	OK

Fonte: O autor (2018)

4.1.6 Planta de fôrmas

Na figura 12 é apresentado a planta de fôrmas obtido no TQS para o projeto em concreto armado, após realização de todos os cálculos de verificações e detalhamento no software.

Figura 12 - Planta de fôrmas da edificação residencial

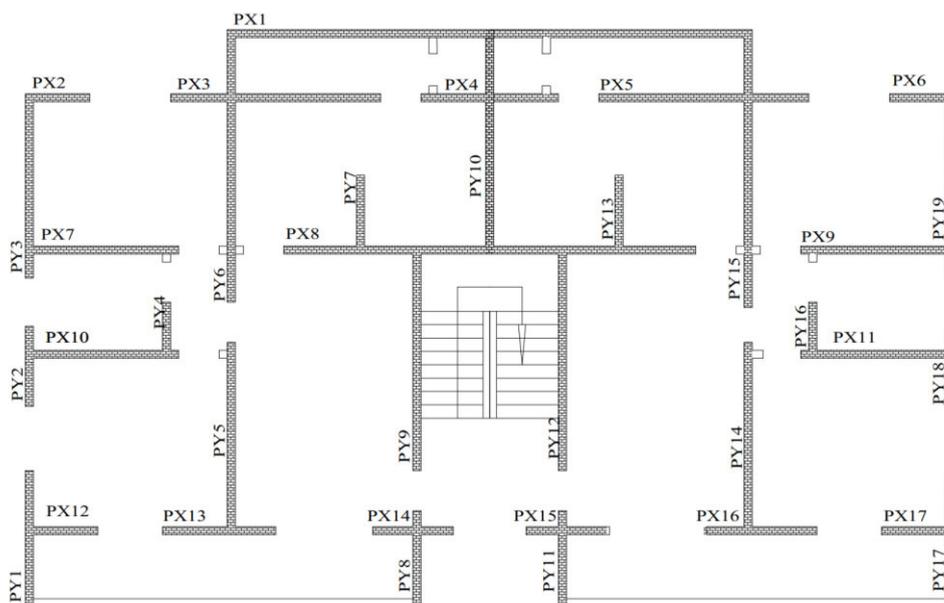


4.2 Alvenaria estrutural

4.2.1 Definição das paredes estruturais

Na figura 13, é apresentada a planta da edificação com a definição das paredes estruturais e a nomeação das paredes na direção X e Y. Todas as paredes externas são estruturais, com exceção de uma das paredes das varandas, onde geralmente é colocado guarda corpo. No interior da edificação, as “bonecas” (pequenas paredes utilizadas para se posicionar esquadrias) não foram consideradas estruturais, visto que suas dimensões são muito pequenas.

Figura 13 – Paredes estruturais (edifício residencial)

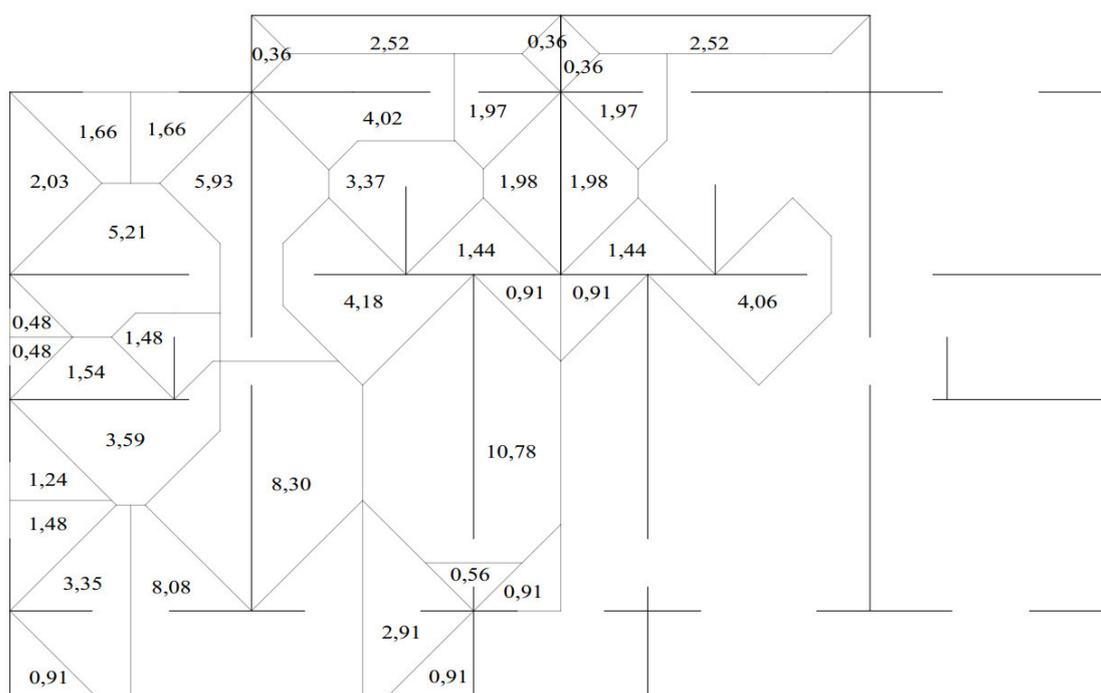


Fonte: O autor (2018)

4.2.2 Distribuição dos esforços verticais e verificação à compressão

Na imagem 14 são apresentadas as áreas de influência das lajes em relação às paredes estruturais. Os valores dentro de cada subdivisão da figura correspondem à área em metros quadrados de carregamento da laje atribuído à cada parede de apoio. As áreas de influência simétricas foram omitidas.

Figura 14 - Área de influência das lajes (edifício residencial)



Fonte: O autor (2018)

Nas tabelas 8 e 9, são apresentadas as paredes na direção X e Y, respectivamente, com seus respectivos carregamentos, comprimento nominal e área de influência. As paredes simétricas foram agrupadas.

Tabela 8 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção X) (edifício residencial)

Dados		Pavimento tipo						
Par	L (m)	Peso Próprio Parede (kN)	Peso Próprio Abertura (kN)	Área Laje (m ²)	Laje (G) (kN)	Laje (Q) (kN)	Total - Pav G (kN)	Total - Pav Q (kN)
PX1	9,60	61,63	0,00	5,04	15,12	7,56	76,75	7,56

PX2	1,13	7,25	3,17	1,66	4,98	2,49	15,40	2,49	
PX8	1,13	7,25	3,17	1,66	4,98	2,49	15,40	2,49	
PX3	3,90	25,04	3,17	4,02	12,06	6,03	40,26	6,03	
PX5	3,90	25,04	3,17	4,02	12,06	6,03	40,26	6,03	
PX4	2,55	16,37	0,00	3,94	11,82	5,91	28,19	5,91	
PX7	2,78	17,85	1,48	5,21	15,63	7,82	34,96	7,82	
PX9	2,78	17,85	1,48	5,21	15,63	7,82	34,96	7,82	
PX8	7,65	49,11	0,00	13,06	39,18	19,59	88,29	19,59	
PX10	2,78	17,85	0,77	5,13	15,39	7,70	34,01	7,70	
PX11	2,78	17,85	0,77	5,13	15,39	7,70	34,01	7,70	
PX12	1,28	8,22	0,95	3,35	10,05	5,03	19,22	5,03	
PX17	1,28	8,22	0,95	3,35	10,05	5,03	19,22	5,03	
PX13	2,10	13,48	2,37	8,08	24,24	12,12	40,09	12,12	
PX16	2,10	13,48	2,37	8,08	24,24	12,12	40,09	12,12	
PX14	1,50	9,63	4,98	3,82	11,46	5,73	26,07	5,73	
PX15	1,50	9,63	4,98	3,82	11,46	5,73	26,07	5,73	
							total	613,25	126,87

Fonte: O autor (2018)

Tabela 9 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção Y) (edifício residencial)

Dados		Pavimento tipo						
Par	L (m)	Peso Próprio Parede (kN)	Peso Próprio Abertura (kN)	Área Laje (m ²)	Laje (G) (kN)	Laje (Q) (kN)	Total - Pav G (kN)	Total - Pav Q (kN)
PY1	2,48	15,92	2,53	2,39	7,17	3,59	25,62	3,59
PY17	2,48	15,92	2,53	2,39	7,17	3,59	25,62	3,59
PY2	1,50	9,63	4,43	1,72	5,16	2,58	19,22	2,58
PY18	1,50	9,63	4,43	1,72	5,16	2,58	19,22	2,58
PY3	3,38	21,70	1,90	2,51	7,53	3,77	31,13	3,77
PY19	3,38	21,70	1,90	2,51	7,53	3,77	31,13	3,77

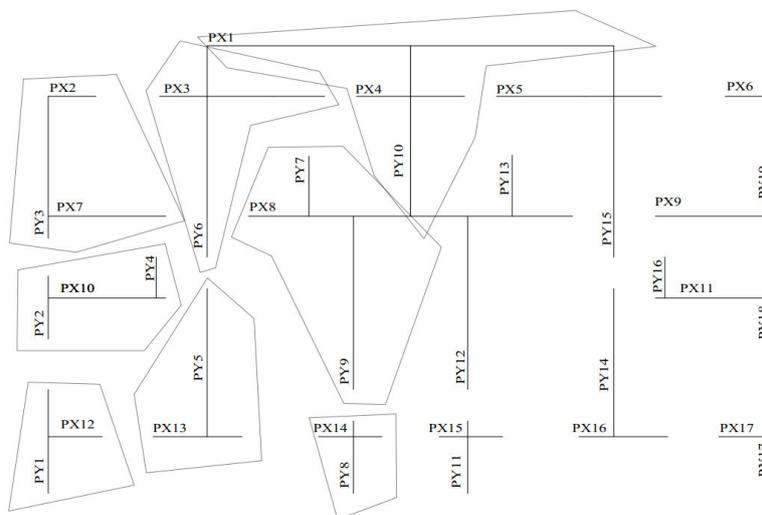
PY4	0,98	6,29	0,77	1,48	4,44	2,22	11,50	2,22
PY16	0,98	6,29	0,77	1,48	4,44	2,22	11,50	2,22
PY5	3,53	22,66	0,00	8,30	24,90	12,45	47,56	12,45
PY14	3,53	22,66	0,00	8,30	24,90	12,45	47,56	12,45
PY6	5,03	32,29	0,00	5,93	17,79	8,90	50,08	8,90
PY15	5,03	32,29	0,00	5,93	17,79	8,90	50,08	8,90
PY7	1,38	8,86	0,00	3,37	10,11	5,06	18,97	5,06
PY13	1,38	8,86	0,00	3,37	10,11	5,06	18,97	5,06
PY8	1,73	11,11	0,59	1,47	4,41	2,21	16,11	2,21
PY11	1,73	11,11	0,59	1,47	4,41	2,21	16,11	2,21
PY9	4,13	26,51	0,59	10,78	32,34	16,17	59,45	16,17
PY12	4,13	26,51	0,59	10,78	32,34	16,17	59,45	16,17
PY10	4,05	26,00	0,00	4,68	14,04	7,02	40,04	7,02
							total	599,33
								120,87

Fonte: O autor (2018)

4.2.2.1 Carregamento por grupo de parede

Na figura 15, as paredes foram agrupadas em grupos (grupos simétricos omitidos), de forma a uniformizar os carregamentos entre estas.

Figura 15 - Grupos de paredes (edifício residencial)



Fonte: O autor (2018)

O valor do carregamento distribuído nos grupos para cada pavimento da edificação é apresentado na tabela 10.

Tabela 10 - Carregamentos nos grupos de paredes (edifício residencial)

Grupo	Paredes	L (m)	G (kN)	Q (kN)	Carga pavimentos (kN/m)							
					4		3		2		1	
					Q	G	Q	G	Q	G	Q	G
1	PX1, PX4, PY10	16,20	144,98	20,49	8,95	1,26	17,90	2,53	26,85	3,79	35,80	5,06
2	PX2, PX7, PY3	7,29	81,49	14,07	11,18	1,93	22,36	3,86	33,53	5,79	44,71	7,72
3	PX3, PY6	8,93	90,35	14,93	10,12	1,67	20,23	3,34	30,35	5,01	40,47	6,69
4	PX8, PY7, PY9	13,16	166,71	40,82	12,67	3,10	25,34	6,20	38,00	9,30	50,67	12,41
5	PX10, PY2, PY4	5,26	64,73	12,50	12,31	2,38	24,61	4,75	36,92	7,13	49,22	9,50
6	PX12, PY1	3,76	44,84	8,61	11,93	2,29	23,85	4,58	35,78	6,87	47,70	9,16
7	PX13, PY5	5,63	87,65	24,57	15,57	4,36	31,14	8,73	46,71	13,09	62,28	17,46
8	PX14, PY8	3,23	42,18	7,94	13,06	2,46	26,12	4,91	39,18	7,37	52,24	9,83

Fonte: O autor (2018)

4.2.2.2 Dimensionamento à compressão simples

Na tabela 11 é apresentado a resistência de prisma necessária (f_{pk}) de cada grupo de paredes. O maior valor de resistência está destacado e será utilizado no dimensionamento do bloco de projeto.

Tabela 11 - Resistência requerida nos grupos de paredes (edifício residencial)

Grupo	Paredes	f_{pk} necessário (MPa)			
		4	3	2	1
1	PX1, PX4, PY10	0,34	0,68	1,02	1,36
2	PX2, PX7, PY3	0,44	0,87	1,31	1,75
3	PX3, PY6	0,39	0,78	1,18	1,57
4	PX8, PY7, PY9	0,52	1,05	1,57	2,10
5	PX10, PY2, PY4	0,49	0,98	1,47	1,96
6	PX12, PY1	0,47	0,95	1,42	1,89
7	PX13, PY5	0,66	1,33	1,99	2,65
8	PX14, PY8	0,52	1,03	1,55	2,07

Fonte: O autor (2018)

Para o f_{pk} máximo de 2,65 MPa e considerando-se a relação de resistência prisma/bloco adotada, de 0,5, a resistência necessária para os blocos seria de 5,30 MPa. Portanto, considerando-se as resistências comerciais de blocos estruturais cerâmicos, o bloco de projeto considerando-se somente a compressão simples será o bloco de 6 MPa.

Para este valor de resistência de bloco, o valor recomendado, de acordo com Parsekian e Soares (2010), para a resistência da argamassa, será de 5,0 MPa. A resistência recomendada para o graute será de 15,0 MPa.

4.2.2 Distribuição dos esforços horizontais

4.2.2.1 Carregamento horizontal

a) Desaprumo

Considerando-se a altura do edifício de 12,0 m e as cargas verticais definidas em 4.2.1, teremos o seguinte valor de força de desaprumo (F), a ser aplicada em cada nível do prédio (tabela 12):

Tabela 12 - Força de desaprumo (edifício residencial)

Htotal (m)	12
Peso do pav (kN)	1460,33
ϕ (rad)	0,0029
F (kN)	4,22

Fonte: O autor (2018)

b) Vento

A tabela 13 resume os parâmetros externos referentes ao vento utilizados no dimensionamento das forças horizontais.

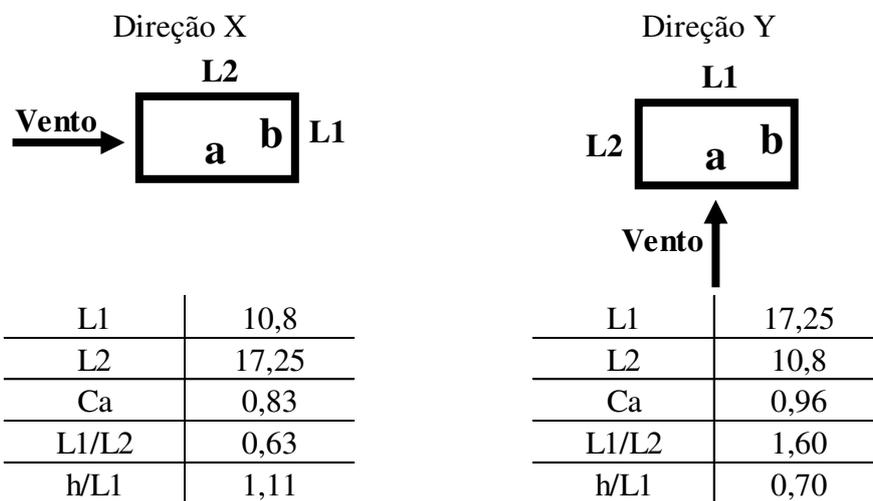
Tabela 13 - Parâmetros de dimensionamento da força do vento (edifício residencial)

V_0 (m/s)	30
S1	1
S3	1
Categoria	IV
Classe	A
Turbulência	alta
Maior dimensão	17,25
Menor dimensão	10,8

Fonte: O autor (2018)

Os parâmetros da edificação utilizados no cálculo das forças de vento em cada nível são apresentados na figura 16, para as duas dimensões da edificação.

Figura 16 - Dados para cálculo da força do vento nas direções X e Y (edifício residencial)



Fonte: O autor (2018)

A força de vento nas duas direções é apresentada a seguir na tabela 14, na qual é perceptível maiores forças devido ao vento na direção Y, visto que nesta direção a fachada é maior.

Tabela 14 - Forças do vento nas direções X e Y (edifício residencial)

Vento				Direção X		Direção Y	
Z (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	A (m ²)	Fa (kN)	A (m ²)	Fa (kN)
3,00	0,79	23,70	0,34	32,40	9,26	51,75	17,11
6,00	0,80	24,12	0,36	32,40	9,59	51,75	17,72
9,00	0,85	25,38	0,39	32,40	10,62	51,75	19,62
12,00	0,88	26,28	0,42	32,40	11,39	51,75	21,03

Fonte: O autor (2018)

Nas tabelas 15 e 16 são apresentadas as forças e momentos totais nas direções X e Y, respectivamente, devido à combinação das forças de desaprumo com as forças de vento.

Tabela 15 - Forças horizontais totais na direção X (edifício residencial)

Vento X - Esforços com desaprumo - Sem torção					
Pav	F vento	F desaprumo	F total	F acumulado	M (kN.m)
4	11,39	4,22	15,60	15,60	46,80
3	10,62	4,22	14,83	30,43	138,11
2	9,59	4,22	13,81	44,24	270,83
1	9,26	4,22	13,47	57,72	443,98

Fonte: O autor (2018)

Tabela 16 - Forças horizontais totais na direção Y (edifício residencial)

Vento Y - Esforços com desaprumo - Sem torção					
Pav	F vento	F desaprumo	F total	F acumulado	M (kN.m)
4	21,03	4,22	25,25	25,25	75,74
3	19,62	4,22	23,83	49,08	222,99
2	17,72	4,22	21,93	71,01	436,03
1	17,11	4,22	21,32	92,33	713,03

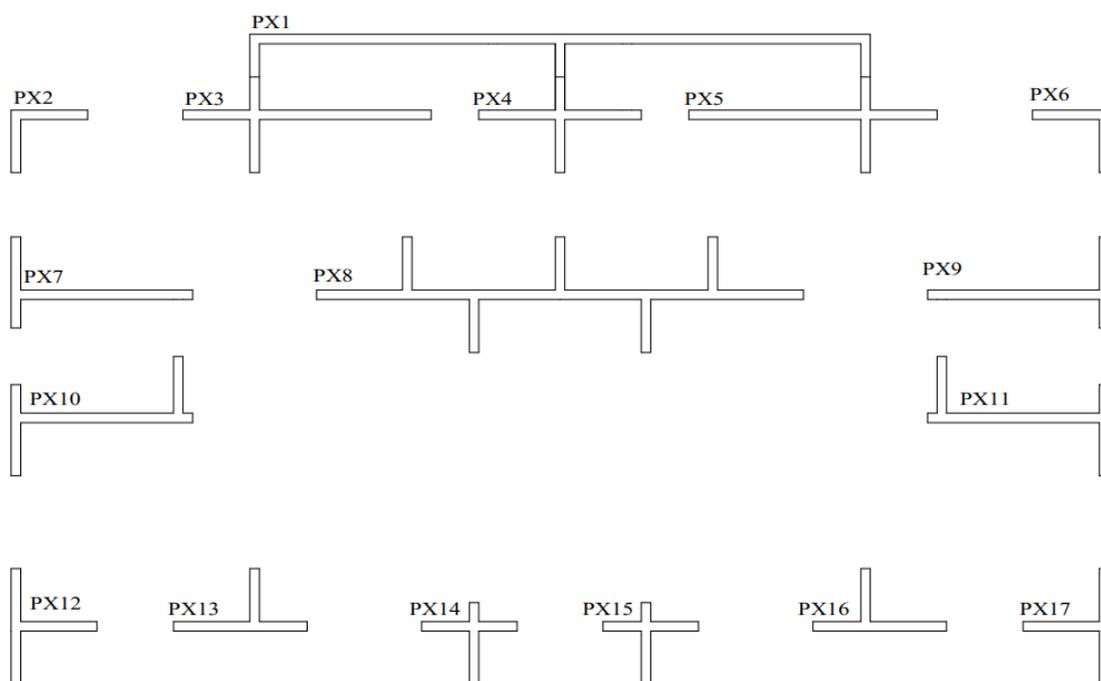
Fonte: O autor (2018)

Os efeitos de torção no prédio devido as forças laterais foram desprezados visto que, para o caso de edifícios baixos e com paredes bem distribuídos nas duas direções, o modelo de paredes em balanço utilizado aqui é conservador, e sua utilização sem considerar a torção é suficiente (PARSEKIAN E SOARES, 2010).

4.2.2.2 Definição das paredes de contraventamento em cada direção

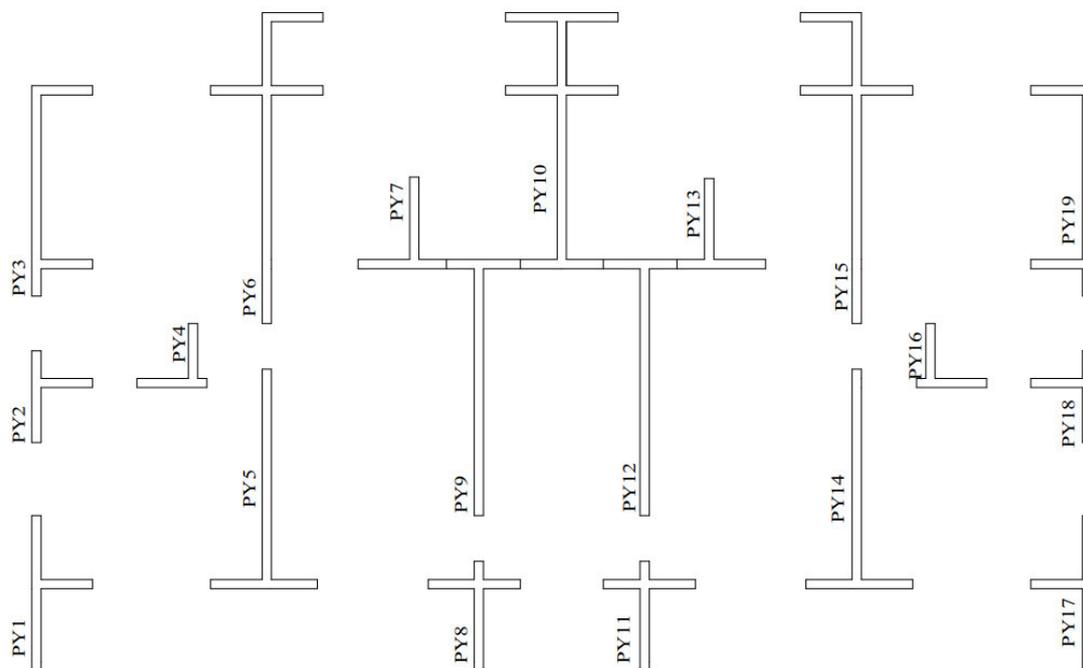
Seguindo as diretrizes apresentadas em 3.3.5, as paredes de contraventamento na direção X e Y são apresentadas nas figuras 17 e 18, respectivamente. Nunca se deve sobrepor o mesmo trecho de aba em duas paredes de contraventamento (PARSEKIAN E SOARES, 2010).

Figura 17 - Paredes de contraventamento na direção X (edifício residencial)



Fonte: O autor (2018)

Figura 18 - Paredes de contraventamento na direção Y (edifício residencial)



Fonte: O autor (2018)

A partir das paredes de contraventamento nas duas direções, foram calculados os momentos de inércia e a distância de cada extremidade ao centro de gravidade da parede. Os valores obtidos podem ser verificados na tabela 17.

Tabela 17 - Propriedades das paredes de contraventamento (edifício residencial)

Dados para paredes sem torção							
Vento X				Vento Y			
Par	I _y	Y _s	Y _i	Par	I _x	Y _s	Y _i
X1	14,19	4,86	4,86	Y1	0,19	1,31	1,23
X2	0,04	0,38	0,82	Y2	0,04	0,83	0,67
X3	0,79	1,73	2,17	Y3	0,97	1,80	1,65
X4	0,19	1,27	1,27	Y4	0,03	0,27	0,77
X5	0,79	2,17	1,73	Y5	2,33	3,11	1,99
X6	0,04	0,82	0,38	Y6	1,00	1,26	2,19
X7	0,50	0,95	1,89	Y7	0,08	0,43	1,06
X8	7,01	3,83	3,83	Y8	0,10	1,12	0,68
X9	0,50	1,89	0,95	Y9	1,35	2,50	1,70
X10	0,74	1,27	1,56	Y10	1,70	2,35	1,85
X11	0,74	1,56	1,27	Y11	0,10	1,12	0,68
X12	0,13	0,34	1,00	Y12	1,35	2,50	1,70
X13	0,30	1,11	0,98	Y13	0,08	0,43	1,06
X14	0,04	0,81	0,68	Y14	2,33	3,11	1,99
X15	0,04	0,68	0,81	Y15	1,00	1,26	2,19
X16	0,30	0,98	1,11	Y16	0,03	0,27	0,77
X17	0,13	1,00	0,34	Y17	0,19	1,31	1,23
Soma	26,474			Y18	0,04	0,83	0,67
				Y19	0,97	1,80	1,65
				Soma	13,88		

Fonte: O autor (2018)

A parcela de força horizontal resistida por cada parede pode ser encontrada nas tabelas 18 e 19. A distribuição das ações nas paredes é função da razão entre a inércia de cada parede com a inércia total na direção analisada. As paredes simétricas foram omitidas.

Tabela 18 - Força em cada parede na direção X (edifício residencial)

Direção X - Força por parede (kN) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
X1	0,54	8,36	16,31	23,71	30,94
X2	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09
X3	0,03	0,47	0,91	1,32	1,72
X4	0,01	0,11	0,22	0,32	0,41
X5	0,03	0,47	0,91	1,32	1,72
X6	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09
X7	0,02	0,29	0,57	0,84	1,09
X8	0,26	4,13	8,06	11,71	15,28
X9	0,02	0,29	0,57	0,84	1,09
X10	0,03	0,44	0,86	1,24	1,62
X11	0,03	0,44	0,86	1,24	1,62
X12	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28
X13	0,01	0,18	0,34	0,50	0,65
X14	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09
X15	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09
X16	0,01	0,18	0,34	0,50	0,65
X17	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28
Soma	1,00	15,60	30,43	44,24	57,72

Fonte: O autor (2018)

Tabela 19 - Força em cada parede na direção Y (edifício residencial)

Direção Y - Força por parede (kN) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
Y1	0,01	0,35	0,67	0,97	1,26
Y2	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29
Y3	0,07	1,76	3,42	4,95	6,44
Y4	0,00	0,05	0,10	0,14	0,19
Y5	0,17	4,24	8,24	11,92	15,50
Y6	0,07	1,82	3,54	5,12	6,65
Y7	0,01	0,15	0,30	0,43	0,56
Y8	0,01	0,18	0,35	0,50	0,65
Y9	0,10	2,46	4,77	6,91	8,98
Y10	0,12	3,09	6,01	8,70	11,31
Y11	0,01	0,18	0,35	0,50	0,65
Y12	0,10	2,46	4,77	6,91	8,98
Y13	0,01	0,15	0,30	0,43	0,56
Y14	0,17	4,24	8,24	11,92	15,50
Y15	0,07	1,82	3,54	5,12	6,65
Y16	0,00	0,05	0,10	0,14	0,19

Y17	0,01	0,35	0,67	0,97	1,26
Y18	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29
Y19	0,07	1,76	3,42	4,95	6,44
Soma	1,00	25,25	49,08	71,01	92,33

Fonte: O autor (2018)

Nas tabelas 20 e 21 são apresentadas a parcela do momento resistido por cada parede nas direções X e Y, respectivamente, sem considerar a torção e com paredes simétricas omitidas.

Tabela 20 - Momento em cada parede na direção X (edifício residencial)

Direção X - Momento por parede (kN.m) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
X1	0,54	25,09	74,02	145,16	237,97
X2	0,00	0,07	0,21	0,41	0,67
X3	0,03	1,40	4,12	8,08	13,25
X4	0,01	0,34	0,99	1,94	3,19
X5	0,03	1,40	4,12	8,08	13,25
X6	0,00	0,07	0,21	0,41	0,67
X7	0,02	0,88	2,61	5,11	8,39
X8	0,26	12,39	36,57	71,71	117,56
X9	0,02	0,88	2,61	5,11	8,39
X10	0,03	1,32	3,88	7,61	12,48
X11	0,03	1,32	3,88	7,61	12,48
X12	0,00	0,23	0,68	1,33	2,18
X13	0,01	0,53	1,55	3,05	5,00
X14	0,00	0,07	0,21	0,41	0,67
X15	0,00	0,07	0,21	0,41	0,67
X16	0,01	0,53	1,55	3,05	5,00
X17	0,00	0,23	0,68	1,33	2,18
Soma	1,00	46,80	138,11	270,83	443,98

Fonte: O autor (2018)

Tabela 21 - Momento em cada parede na direção Y (edifício residencial)

Direção Y - Momento por parede (kN.m) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
Y1	0,01	1,04	3,05	5,97	9,76
Y2	0,00	0,23	0,69	1,35	2,21
Y3	0,07	5,28	15,55	30,40	49,72
Y4	0,00	0,15	0,45	0,88	1,44

Y5	0,17	12,71	37,43	73,18	119,68
Y6	0,07	5,46	16,06	31,41	51,36
Y7	0,01	0,46	1,35	2,64	4,31
Y8	0,01	0,53	1,57	3,08	5,03
Y9	0,10	7,37	21,68	42,40	69,34
Y10	0,12	9,28	27,31	53,40	87,32
Y11	0,01	0,53	1,57	3,08	5,03
Y12	0,10	7,37	21,68	42,40	69,34
Y13	0,01	0,46	1,35	2,64	4,31
Y14	0,17	12,71	37,43	73,18	119,68
Y15	0,07	5,46	16,06	31,41	51,36
Y16	0,00	0,15	0,45	0,88	1,44
Y17	0,01	1,04	3,05	5,97	9,76
Y18	0,00	0,23	0,69	1,35	2,21
Y19	0,07	5,28	15,55	30,40	49,72
Soma	1,00	75,74	222,99	436,03	713,03

Fonte: O autor (2018)

4.2.3 Verificações e dimensionamento

As tabelas 22 e 23 apresentam o resumo dos esforços, ações e das propriedades das paredes na direção X e Y, respetivamente. Estes valores são referentes às paredes no 1º pavimento da edificação, visto que este é o pavimento de maior solicitação de cargas.

Tabela 22 - Resumo dos esforços nas paredes na direção X (edifício residencial)

Par	Propriedades				Ação				Esforço				
	I (m ⁴)	Área da seção (m ²)	Y_{esq} (m)	Y_{dir} (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	F (kN)	M (kN.m)	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)	σ_g (kN/m ²)	σ_q (kN/m ²)	τ (kN/m ²)
X1	14,19	1,34	4,86	4,86	35,80	5,06	30,94	237,97	81,50	81,50	255,70	36,14	23,02
X2	0,04	0,16	0,38	0,82	44,71	7,72	0,09	0,67	6,37	13,75	319,37	55,14	0,55
X3	0,79	0,55	1,73	2,17	40,47	6,69	1,72	13,25	29,01	36,39	289,06	47,75	3,15
X4	0,19	0,36	1,27	1,27	35,80	5,06	0,41	3,19	21,30	21,30	255,70	36,14	1,16
X7	0,50	0,39	0,95	1,89	44,71	7,72	1,09	8,39	15,93	31,70	319,37	55,14	2,80
X8	7,01	1,07	3,83	3,83	50,67	12,41	15,28	117,56	64,15	64,15	361,94	88,61	14,27
X10	0,74	0,39	1,27	1,56	49,22	9,50	1,62	12,48	21,30	26,16	351,61	67,87	4,17
X12	0,13	0,18	0,34	1,00	47,70	9,16	0,28	2,18	5,70	16,77	340,72	65,43	1,58
X13	0,30	0,29	1,11	0,98	62,28	17,46	0,65	5,00	18,62	16,43	444,83	124,69	2,21
X14	0,04	0,21	0,81	0,68	52,24	9,83	0,09	0,67	13,58	11,40	373,11	70,19	0,42

Fonte: O autor (2018)

Tabela 23 - Resumo dos esforços nas paredes na direção Y (edifício residencial)

Par	Propriedades				Ação				Esforço				
	I (m4)	Área da seção (m ²)	Y_{esq} (m)	Y_{dir} (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	F (kN)	M (kN.m)	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)	σ_g (kN/m ²)	σ_q (kN/m ²)	τ (kN/m ²)
Y1	0,19	0,35	1,31	1,23	47,70	9,16	1,26	9,76	67,29	63,18	340,72	65,43	3,64
Y2	0,04	0,21	0,83	0,67	49,22	9,50	0,29	2,21	42,63	34,41	351,61	67,87	1,36
Y3	0,97	0,47	1,80	1,65	44,71	7,72	6,44	49,72	92,45	84,75	319,37	55,14	13,61
Y4	0,03	0,14	0,27	0,77	49,22	9,50	0,19	1,44	13,87	39,55	351,61	67,87	1,36
Y5	2,33	0,49	3,11	1,99	62,28	17,46	15,50	119,68	159,74	102,21	444,83	124,69	31,36
Y6	1,00	0,70	1,26	2,19	40,47	6,69	6,65	51,36	64,72	112,49	289,06	47,75	9,45
Y7	0,08	0,19	0,43	1,06	50,67	12,41	0,56	4,31	22,09	54,45	361,94	88,61	2,89
Y8	0,10	0,24	1,12	0,68	52,24	9,83	0,65	5,03	57,53	34,93	373,11	70,19	2,69
Y9	1,35	0,58	2,50	1,70	50,67	12,41	8,98	69,34	128,41	87,32	361,94	88,61	15,53
Y10	1,70	0,57	2,35	1,85	35,80	5,06	11,31	87,32	120,70	95,02	255,70	36,14	19,94

Fonte: O autor (2018)

4.2.3.1 Verificação da máxima compressão nos bordos das paredes

Os valores de compressão nos bordos das paredes apresentados na tabela 24 indica valor máximo de 2,91MPa de resistência de prisma necessária, sendo na direção Y. Para esta solicitação, o bloco deveria ter resistência mínima de 5,82 MPa.

Tabela 24 - Verificação da compressão nos bordos das paredes (edifício residencial)

Direção X					Direção y				
Par	i-esq	ii-esq	i-dir	ii-dir	Par	i-esq	ii-esq	i-dir	ii-dir
X1	1,49	1,49	1,49	1,49	Y1	1,92	2,00	1,91	1,99
X2	1,63	1,76	1,65	1,77	Y2	1,91	2,02	1,89	2,01
X3	1,54	1,62	1,56	1,63	Y3	1,86	1,89	1,84	1,88
X4	1,33	1,39	1,33	1,39	Y4	1,83	1,98	1,90	2,02
X7	1,66	1,77	1,70	1,80	Y5	2,79	2,91	2,64	2,82
X8	2,06	2,20	2,06	2,20	Y6	1,63	1,67	1,76	1,75
X10	1,85	1,99	1,87	2,00	Y7	1,95	2,14	2,04	2,19
X12	1,76	1,90	1,79	1,92	Y8	2,06	2,16	2,00	2,12
X13	2,41	2,68	2,41	2,68	Y9	2,23	2,31	2,13	2,24
X14	1,94	2,09	1,93	2,08	Y10	1,60	1,55	1,53	1,51

Fonte: O autor (2018)

4.2.3.2 Verificação da máxima tração

Segundo a tabela 25, mesmo com a combinação de cargas verticais e momentos nas paredes, estas estarão sempre sujeitas a esforços de compressão, nunca de tração,

estando as paredes na direção X e Y seguras quanto à tração, sendo o valor de 61,15kN/m² o menor valor de compressão. Portanto, não foi necessário comparar os valores com a resistência à tração da argamassa.

Tabela 25 - Verificação da tração nos bordos das paredes (edifício residencial)

Direção X			Direção y		
Par	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)	Par	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)
X1	116,03	116,03	Y1	212,45	218,20
X2	278,51	268,18	Y2	256,76	268,27
X3	219,54	209,21	Y3	158,00	168,78
X4	200,32	200,32	Y4	297,03	261,08
X7	265,13	243,06	Y5	176,71	257,25
X8	235,94	235,94	Y6	169,55	102,67
X10	286,63	279,82	Y7	294,83	249,52
X12	298,67	283,17	Y8	255,26	286,90
X13	374,29	377,34	Y9	145,97	203,50
X14	316,79	319,84	Y10	61,15	97,10

Fonte: O autor (2018)

4.2.3.3 Verificação do cisalhamento nas paredes

Como pode ser verificado na tabela 26, a resistência ao cisalhamento, considerando-se uma argamassa de 5MPa, é maior do que a sollicitação deste esforço para todas as paredes, garantindo assim que a edificação está segura quanto a este parâmetro. O valor crítico acontece na parede Y5, na qual a sollicitação atinge apenas 25% da resistência.

Tabela 26 - Verificação do cisalhamento nas paredes (edifício residencial)

Par	$0,9 \cdot \sigma_g$ (kN/m ²)	f_{vk} (kN/m ²)	f_{vd} (kN/m ²)	τ (kN/m ²)	τ_d (kN/m ²)	τ_d/f_{vd}
X1	230,13	265,07	132,53	23,02	32,22	0,24
X2	287,43	293,72	146,86	0,55	0,77	0,01
X3	260,15	280,08	140,04	3,15	4,42	0,03
X4	230,13	265,07	132,53	1,16	1,62	0,01
X7	287,43	293,72	146,86	2,80	3,92	0,03
X8	325,75	312,87	156,44	14,27	19,98	0,13
X10	316,45	308,22	154,11	4,17	5,83	0,04
X12	306,65	303,33	151,66	1,58	2,21	0,01
X13	400,35	350,18	175,09	2,21	3,09	0,02
X14	335,80	317,90	158,95	0,42	0,58	0,00

Y1	306,65	303,33	151,66	3,64	5,10	0,03
Y2	316,45	308,22	154,11	1,36	1,91	0,01
Y3	287,43	293,72	146,86	13,61	19,05	0,13
Y4	316,45	308,22	154,11	1,36	1,90	0,01
Y5	400,35	350,18	175,09	31,36	43,90	0,25
Y6	260,15	280,08	140,04	9,45	13,22	0,09
Y7	325,75	312,87	156,44	2,89	4,05	0,03
Y8	335,80	317,90	158,95	2,69	3,77	0,02
Y9	325,75	312,87	156,44	15,53	21,74	0,14
Y10	230,13	265,07	132,53	19,94	27,92	0,21

Fonte: O autor (2018)

A partir das verificações realizadas para a flexocompressão, o bloco de resistência mínima para garantir a segurança é o de 6 MPa, sendo o bloco com resistência imediatamente superior aos 5,92 MPa requeridos. A argamassa utilizada será de 5 MPa, dimensionada em função da resistência do bloco, e verificada quanto à tração e cisalhamento.

4.2.4 Estabilidade global e deslocamento lateral

A partir das diretrizes apresentadas em 3.3.6, O valor do Módulo de Elasticidade (E_p) é de 1440 MPa para esta edificação. A carga do pavimento total é de 1460,33 kN, de acordo com os resultados obtidos anteriormente nas tabelas 8 e 9. Na tabela 27 é apresentado os deslocamentos laterais da edificação para as duas direções. O deslocamento total da edificação é de 0,46 mm na direção X e 1,41 mm na direção Y, sendo o valor limite de 7,06 mm. O maior deslocamento entre pavimentos é de 0,49 mm, na direção Y, sendo o valor máximo de 3,53 mm. Logo o edifício passa na verificação dos deslocamentos horizontais para o ELS.

Tabela 27 - Deslocamentos horizontais obtidos pelo *ftool* (edifício residencial)

Pav	Direção X		Direção Y	
	F (kN)	Deslocamento (mm)	F (kN)	Deslocamento (mm)
4	15,60	0,46	25,25	1,41
3	14,83	0,30	23,83	0,93
2	13,81	0,16	21,93	0,48
1	13,47	0,05	21,32	0,14

Fonte: O autor (2018)

De acordo com a tabela 28, o parâmetro gama-Z (γ_z) obteve abaixo de 1,1, sendo, portanto, desconsiderados os efeitos de 2ª ordem. O resultado era esperado devido ao fato da edificação ser de pequeno porte, com apenas 4 pavimentos.

Tabela 28 - Verificação da estabilidade global - Gama-Z (edifício residencial)

Parâmetros	Direção X	Direção Y
Inercia (m^4)	26,47	13,88
M1 (kN.m)	421,76	671,99
M2 (kN.m)	1,41	4,33
γ_z	1,00	1,01

Fonte: O autor (2018)

4.3 Comparações entre os projetos estruturais

As tabelas orçamentárias feitas para os edifícios residencial e comercial, como já mencionado na seção 3.4.1, foram feitas somente para a parte estrutural de cada edificação. Os orçamentos para o edifício residencial são apresentados nesta seção ao passo que os resultados para o edifício comercial são apresentados no apêndice C.

Os quantitativos do projeto em concreto armado foram feitos com o auxílio do memorial do TQS e o quantitativo do projeto em alvenaria estrutural foi obtido com auxílio do *software* QI Builder, onde foi feito a modelagem das paredes de acordo com o dimensionamento e parâmetros definidos neste trabalho.

4.3.1 Orçamento concreto armado

Os custos do projeto em alvenaria estrutural foram todos baseados na tabela de referência da Seinfra, na sua versão 024.1, desonerada. Algumas modificações importantes foram feitas:

- Todos os códigos de referência terminados em “A” tiveram algum insumo alterado;
- A mão-de-obra de todas as composições foi trocada por mão de obra da SINAPI, que inclui encargos complementares;
- A composição C0046 teve o bloco cerâmico de 19cm de espessura alterado para um bloco de 14cm, da SINAPI;

d) Foi considerado que as fôrmas foram reaproveitadas nos 4 pavimentos da edificação.

A tabela 29 apresenta o orçamento simplificado estrutural da edificação residencial.

Tabela 29 - Orçamento simplificado, concreto armado (edifício residencial)

Item	Código	Descrição	Unidade	preço unitário	Quantidade	preço total
1 CONCRETO						
1.1	C3273A	Concreto p/vibr., fck=25mpa com agregado produzido (s/transp.)	m ³	R\$ 318,07	96,00	R\$ 30.534,46
2 FORMAS						
2.1	C1399A	Forma plana chapa compensada plastificada, esp.= 12mm util. 5x	m ²	R\$ 84,83	298,00	R\$ 25.280,41
3 AÇO						
3.1	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (5mm)	kg	R\$ 7,66	705,00	R\$ 5.396,85
3.2	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (6,3mm)	kg	R\$ 7,66	95,00	R\$ 727,23
3.3	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (8mm)	kg	R\$ 7,66	4,00	R\$ 30,62
3.4	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (10mm)	kg	R\$ 7,66	1489,00	R\$ 11.398,44
3.5	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (12,5mm)	kg	R\$ 7,66	633,00	R\$ 4.845,68
3.6	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (16mm)	kg	R\$ 7,66	850,00	R\$ 6.506,84
3.7	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (20mm)	kg	R\$ 7,66	256,00	R\$ 1.959,71
4 ALVENARIA						
4.1	C0046A	Alvenaria de bloco cerâmico furado (14x19x39)cm c/argamassa mista de cal hidratada esp=14 cm	m ²	R\$ 45,21	1235,24	R\$ 55.848,54
Total						R\$ 142.528,77

Fonte: O autor (2018)

Na tabela 30 é apresentado o orçamento simplificado contendo apenas a mão de obra associada ao projeto estrutural em concreto armado do edifício residencial.

Tabela 30 - Orçamento da mão-de-obra, concreto armado (edifício residencial)

Item	Preço unitário	quantidade	Preço total do item
CONCRETO (m³)			
Servente com encargos	R\$ 77,70	96,00	R\$ 7.459,20
FORMAS (m²)			
Carpinteiro com encargos	R\$ 23,21	298,00	R\$ 6.915,54
Ajudante de carpinteiro com encargos	R\$ 19,62	298,00	R\$ 5.845,42
ARMADURA (kg)			
Servente com encargos	R\$ 1,04	4032,00	R\$ 4.177,15
Armador/ferreiro	R\$ 1,38	4032,00	R\$ 5.544,81
ALVENARIA (m²)			
Servente com encargos	R\$ 7,38	1235,24	R\$ 9.117,92
Pedreiro com encargos	R\$ 6,92	1235,24	R\$ 8.542,92
Total			R\$ 47.602,96

Fonte: O autor (2018)

De acordo com o orçamento do projeto comercial, apresentado no apêndice A, o valor total do orçamento simplificado foi de R\$ 106.214,04 e o orçamento simplificado, contendo apenas a mão de obra, foi de R\$ 38.374,14.

4.3.2 Orçamento alvenaria estrutural

Na tabela 31 é apresentado o orçamento simplificado estrutural para a edificação residencial projetada em alvenaria estrutural. Algumas considerações importantes devem ser feitas:

- a) Assim como nos projetos de concreto armado, no orçamento para a alvenaria estrutural a mão-de-obra das composições de referência da Seinfra foram substituídas pela mão de obra da SINAPI, com encargos complementares;
- b) O graute utilizado será de 15MPa, sendo este o valor mínimo obrigatório para garantir aderência da pasta com a armadura e é o valor recomendado em Parsekian e Soares (2010) para obras de pequeno vulto, com blocos de até 6MPa.

Tabela 31 - Orçamento simplificado, alvenaria estrutural (edifício residencial)

Item	Código		Unidade	preço unitário	Quantidade	preço total
1 CONCRETO						
1.1	C0833A	Concreto grout c/até 50% de pedrisco em peso, lançamento e cura	m ³	R\$ 4.524,65	8,23	R\$ 37.237,88
2 AÇO						
2.1	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (8mm)	kg	R\$ 7,66	267,40	R\$ 2.046,95
4 ALVENARIA ESTRUTURAL						
4.1	C4585A	Alvenaria estrutural de bloco cerâmico com superfícies externa lisa, para acabamento aparente (14x19x29)cm esp. 14cm, inclusive peças especiais calha U E J	m ²	R\$ 50,98	1358,95	R\$ 69.284,13
5 ALVENARIA DE VEDAÇÃO						
5.1	C0046A	Alvenaria de bloco cerâmico furado (14x19x39)cm c/argamassa mista de cal hidratada esp=14 cm	m ²	R\$ 45,17	57,6	R\$ 2.601,95
Total						R\$ 111.170,91

Fonte: O autor (2018)

Na tabela 32 é apresentado o orçamento simplificado contendo apenas a mão de obra associada ao projeto estrutural em alvenaria estrutural do edifício residencial.

Tabela 32 - Orçamento de mão-de-obra, alvenaria estrutural (edifício residencial)

Item	Preço unitário	quantidade	Preço total do item
CONCRETO (m³)			
Servente com encargos	R\$ 233,10	8,23	R\$ 1.918,41
Pedreiro com encargos	R\$ 103,14	8,23	R\$ 848,84
ARMADURA (kg)			
Servente com encargos	R\$ 1,04	267,40	R\$ 277,02
Armador/ferreiro com encargos	R\$ 1,38	267,40	R\$ 367,72
ALVENARIA ESTRUTURAL (m²)			
Servente com encargos	R\$ 5,83	1358,95	R\$ 7.919,29
Pedreiro com encargos	R\$ 15,47	1358,95	R\$ 21.024,35
ALVENARIA DE VEDAÇÃO (m²)			
Servente com encargos	R\$ 7,38	57,60	R\$ 425,17
Pedreiro com encargos	R\$ 6,88	57,60	R\$ 396,06
Total			R\$ 33.176,87

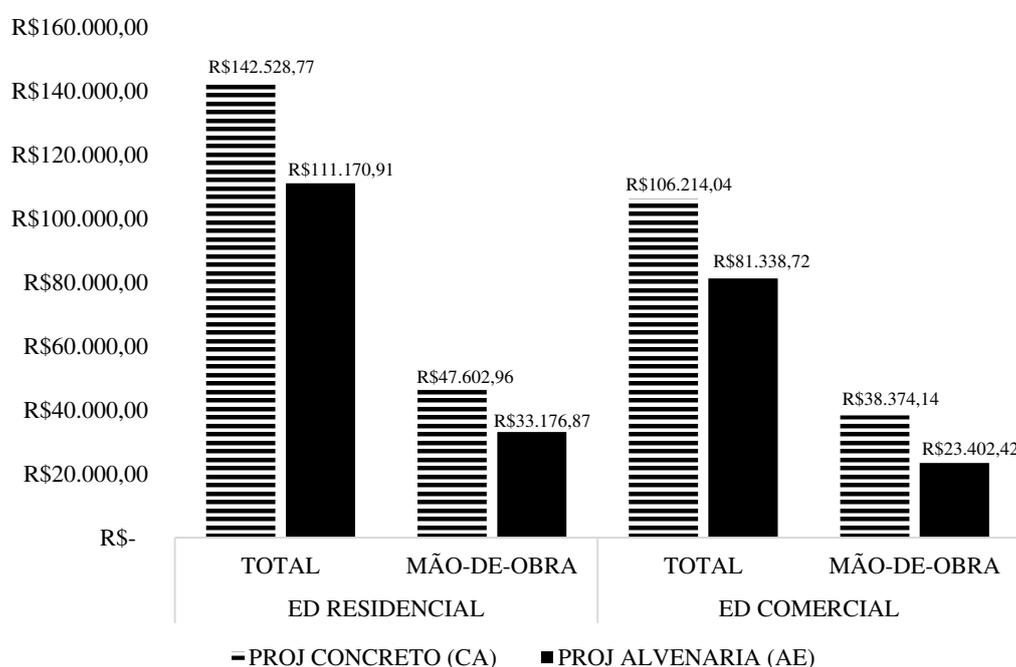
Fonte: O autor (2018)

De acordo com o orçamento do edifício comercial, apresentado no apêndice B, o valor total do orçamento simplificado foi de R\$ 81.338,72 e o orçamento simplificado contendo apenas a mão de obra foi de R\$ 23.402,42.

4.3.3 Comparação simples entre os custos

Na figura 19, é apresentado um resumo dos custos associados aos projetos das duas edificações projetadas nos dois sistemas estruturais estudados.

Figura 19 - Comparação simples dos orçamentos nas edificações



Fonte: O autor (2018)

Analisando-se o gráfico, percebe-se que para o edifício residencial, projetar o edifício em alvenaria estrutural é cerca de 22,0% mais barato do que projetar em concreto armado, quando analisados seus pré-projetos. Para o edifício comercial, este aumento é de 23,4%. Os resultados obtidos estão de acordo com os resultados esperados. Segundo a bibliografia consultada, a execução de projetos em alvenaria estrutural é mais barata do que edificações em concreto armado para edificações de pequeno porte.

É interessante observar que a mão-de-obra representa uma parcela significativa dos custos associados aos projetos de ambas as edificações e para ambos os projetos. Na edificação residencial, há uma redução de 30,3% do valor de mão-de-obra para o projeto

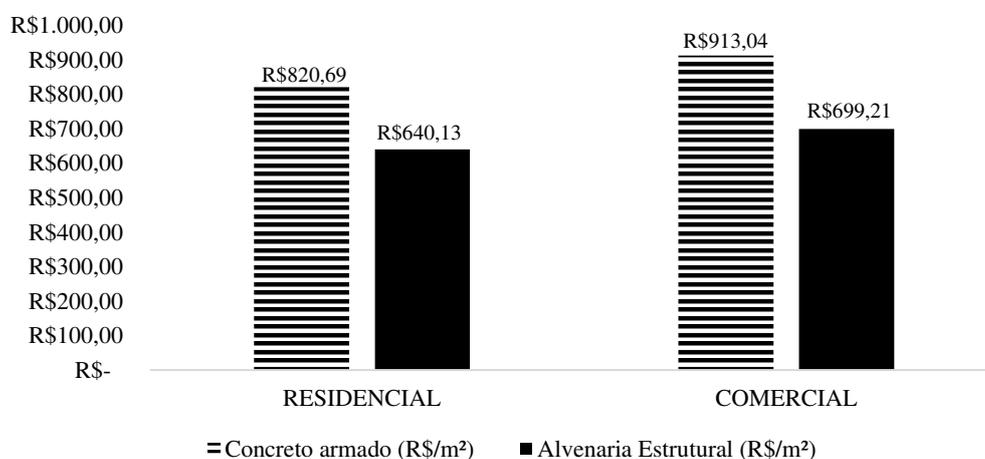
em alvenaria estrutural se comparado com o projeto em concreto armado. No edifício comercial esta redução passa a ser de 39,0%.

Considerando-se que à mão-de-obra estão associados ao fim da obra custos com demissões, além de possíveis custos associados aos riscos de falta do funcionário, nova admissão durante a obra, dentre outras, a mão-de-obra é um fator relevante na escolha do sistema construtivo, quando são considerados apenas os custos. Pelos resultados apresentados, a alvenaria estrutural se mostra superior ao concreto armado em função de sua grande redução de custos de mão-de-obra. Vale ressaltar que a mão-de-obra considerada nos orçamentos não é discriminada para a alvenaria estrutural, ou seja, não possui valor diferenciado da mão-de-obra para o concreto armado, o que pode tornar os resultados não representativos.

4.3.4 Custo unitário de cada edificação, por projeto

Na figura 20, é apresentado o custo unitário por metro quadrado dos projetos feito para as duas edificações, considerando-se que a edificação residencial possui 173,67 m² e o edifício comercial possui 116,33 m². É possível perceber, observando-se este parâmetro, que o custo unitário para ambos os projetos é maior para a edificação comercial do que para a residencial, porém os valores não diferem de forma significativa, variando em cerca de 10% entre os projetos de concreto armado e em cerca de 8% entre os projetos de alvenaria estrutural, o que indica que os valores dos orçamentos estão coerentes com a área das edificações.

Figura 20 - Custo unitário de cada projeto nas edificações

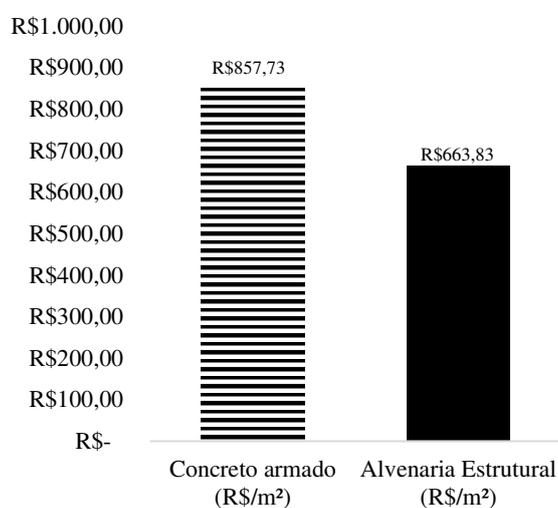


Fonte: O autor (2018)

4.3.5 Custo unitário de cada projeto, ponderando-se os custos das duas edificações

Ponderando-se os custos de cada projeto com as duas edificações e suas respectivas áreas, foram obtidos os valores de custo unitário apresentados na figura 21. Segundo este parâmetro, o custo por metro quadrado para execução de projeto em alvenaria estrutural é cerca de 23,6% mais barato do que se for utilizado o concreto armado como sistema estrutural.

Figura 21 - Custo unitário ponderado dos dois sistemas construtivos



Fonte: O autor (2018)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados apresentados estão em acordo com a bibliografia. Para os dois edifícios dimensionados pelos dois sistemas estruturais, a alvenaria estrutural foi mais eficaz para ambos, quando comparados os valores simples dos orçamentos de cada edificação para cada tipo de projeto. Considerando-se o custo unitário de cada sistema estrutural, calculados a partir dos dois projetos de cada tipo dimensionados, a alvenaria estrutural possui custo de execução significativamente menor do que o concreto armado, sendo, portanto, um método construtivo mais barato.

Apesar dos resultados e conclusões obtidos, são muitas as limitações desta pesquisa. Uma destas limitações é o fato das tabelas de referência não possuírem valores diferenciados para os profissionais que trabalham com alvenaria estrutural ou concreto armado, visto que a mão-de-obra capacitada para trabalhar com alvenaria estrutural é mais escassa e, portanto, mais cara, na prática. Outra limitação importante, foi que para simplificar o estudo, foi considerado apenas o sistema estrutural, porém, foi ignorado como o sistema estrutural pode afetar os demais sistemas da edificação, como as instalações elétricas e hidrossanitárias. A utilização dos resultados de apenas 2 projetos feitos em alvenaria estrutural e 2 feitos em concreto armado, para duas edificações, pode tornar os resultados não significativos. Esta limitação advém do fato de que os projetos foram elaborados pelo próprio autor, e não coletados de outras fontes.

É importante notar que a mão-de-obra em todos os projetos feitos, representam uma parcela significativa do valor total dos orçamentos simplificados, demonstrando que o valor da mão-de-obra deve ser um fator relevante na escolha do sistema estrutural. Todavia, o custo global das edificações e da mão-de-obra não devem ser os únicos fatores a serem considerados na escolha do método construtivo, mas também a racionalização, a disponibilidade de mão-de-obra especializada e de materiais, a compatibilidade com o sistemas de instalações e principalmente a finalidade da edificação, que irá determinar se deverá sofrer ou não muitas alterações ao longo de sua vida útil, visto que a alvenaria possui menor potencial de alteração arquitetônica.

A metodologia de elaboração de projeto em alvenaria estrutural, bem como os resultados dos dois exemplos feitos, deverá auxiliar os profissionais de engenharia civil na elaboração de projetos neste sistema construtivo, quando a edificação for de pequeno porte.

Sugestões para trabalhos futuros:

- a) Realizar o estudo de comparação de projetos estruturais e obter um valor de custo unitário para ambos os projetos, baseando-se em um maior número de projetos, ou seja, um estudo de campo;
- b) Avaliar a influência do sistema estrutural nas instalações;
- c) Utilizar um maior número de parâmetros na comparação dos projetos construtivos, sejam quantitativos ou qualitativos;
- d) Comparar também outros tipos de sistema estruturais menos utilizados nas edificações de pequeno porte, como construção em madeira e em aço, e apresentar também diretrizes de elaboração dos projetos para estes sistemas estruturais;
- e) Realizar o estudo considerando-se também estruturais de grande porte;
- f) Considerar fatores locais no estudo, como disponibilidade de mão-de-obra e facilidade de obtenção dos insumos.

REFERÊNCIAS:

- ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria estrutural**. 1998. 247 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1998.
- ADITIVOCAD.COM. **Projeto de arquitetura-Edifício de 8 pavimentos**. Disponível em: <http://www.aditivocad.com/projetos-autocad.php?dwg=arquitetura_edificio_8_pavimentos> Acesso em: 24 de Junho de 2018.
- 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, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837: Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto**. Rio de Janeiro, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – blocos cerâmicos – Parte 1: Projetos**. Rio de Janeiro, 2010.
- CARDOSO, R. S. **Orçamento de obras em foco: um novo olhar sobre a engenharia de custos**. São Paulo: Pini, 2009.
- CAVALHEIRO, O. P; GOMES, N. S. **Alvenaria estrutural de blocos vazados; resultados de ensaios de elementos e redutores de resistência à compressão**. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, Brasília-DF. Anais. Brasília-DF: Universidade de Brasília, 2002.
- CLIMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. rev. Brasília: Editora UnB, Finatec, 2008.
- DELATORRE, L. A. **Análise comparativa de custo entre edifício de alvenaria estrutural e de concreto armado convencional**. 2014. 79 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- FARAH, M.F. **Formas de racionalização do processo de produção na indústria da construção**. Em: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO, 10. 9 a 12 de novembro de 1990, Gramado - RS. Anais... Gramado: 1990, p. 735-745.
- FARIAS, V. **Tendências da construção civil para 2018**. Revista Buildin - Construção e Informação, 2017.

FERREIRA, B. L. O.; POMPEU JUNIOR, L. G. C. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto – método executivo, vantagens e desvantagens de seu uso**. 2010. 85 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal da Amazônia, Belém, 2010.

FIGUEIRÓ, W. O. **Racionalização do processo construtivo de edifícios em alvenaria estrutural**. 2009. 88 f. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. USP: São Carlos: [s.n.], 2007. 176 p.

HENDRY, A.W. Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe. **Prog. Struct. Eng. Mater**, University of Edinburgh, Scotland, v. 4, n. 3, p.291–300. jul./set. 2003.

KATO, R. B. **Comparação entre o sistema construtivo convencional e o sistema construtivo em alvenaria estrutural segundo a teoria da construção enxuta**. 2002. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

LISBOA, R. Q. **Análise comparativa entre prédios com estrutura convencional em concreto armado e alvenaria estrutural**. 2008. 69 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade da Amazônia, Belém, 2008.

JOAQUIM, M. M.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Flexão e flexo-compressão em elementos de alvenaria estrutural. In: SÁNCHEZ, E. (Org.). **Alvenaria estrutural: Novas tendências técnicas e de mercado**. Rio de Janeiro: Interciência, 2002. p. 29-43.

MANUAL DO ARQUITETO (Comp.). **Sistemas Estruturais: Elementos Estruturais do Concreto Armado #01**. 2017. Disponível em: <<http://www.manualdoarquiteto.com.br/2017/08/sistemas-estruturais-elementos.html>>. Acesso em: 08 jun. 2018.

MASCARÓ, L.; MASCARÓ, J. **A Construção na Economia Nacional**. 2ª edição. São Paulo: ed. PiniLtda., 1981. 112p.

MATTOS, A. D. Como preparar orçamento de obras. São Paulo: Pini, 2006.

OLIVEIRA JUNIOR, V. **Recomendações para projetos de edifícios em alvenaria estrutural**. 1992. 266 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1992.

PARSEKIAN, G. A.; SOARES, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. São Paulo: O nome da Rosa, 2010.

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

RIZZATI, E.; MOHAMAD; G., RAUBER, F. C. **O projeto de alvenaria estrutural.** In SÁNCHEZ, E. (Org.). Nova normalização brasileira para a alvenaria estrutural. Rio de Janeiro: Interciência, 2013.

ROCHA, Aderson Moreira. **Concreto Armado.** São Paulo: Nobel, 1987.

SAMPAIO, F. M. Orçamento e custo da construção. Brasília: Hemus, 1989.

SANTOS, R. E. **A cultura do concreto armado no Brasil: educação e deseducação dos produtores do espaço construído.** In: Anais do IV Congresso Brasileiro de História da Educação. Goiânia: Universidade Católica de Goiânia, 2006.

SANTOS, M. D. F. **Técnicas construtivas em alvenaria estrutural:** contribuição e uso. 1998. 130, xix f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 1998.

SILVA, Tiago Ferreira da. **Pirâmide de Quéops.** Disponível em: <<https://www.infoescola.com/civilizacao-egipcia/piramide-de-queops/>>. Acesso em: 06 de maio de 2018.

SOUZA JUNIOR, T. F. **Estruturas de concreto armado.** Lavras, [200-]. 23p. Notas de aulas. Universidade Federal de Lavras.

TISAKA, M. Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução. 2. ed. São Paulo: Pini, 2011.

**APÊNDICE A – PARÂMETROS DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO
PARA A EDIFICAÇÃO COMERCIAL FEITO NO TQS**

Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

Tabela 33 - Dados de pré-dimensionamento (edifício comercial)

Solicitação do Pilar P7 (kN)	Resistência do pilar P7 (kN)	Dimensões do pilar (cm)
806,20	1365,50	35 cm x 20 cm

Fonte: O autor (2018)

Coefficientes de arrasto

Tabela 34 - Coeficientes de arrasto da edificação (edifício comercial)

Direção	Coefficiente de arrasto
0°	1,44
90°	1,04
180°	1,44
270°	1,04

Fonte: O autor (2018)

Carregamento vertical

Tabela 35 - Carregamento nos elementos estruturais (edifício comercial)

Vigas		Lajes			Alvenaria sobre lajes
Peso próprio (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Peso próprio (kN/m)	Sobrecarga (kN/m)	Revestimento (kN/m)	Peso próprio (kN/m)
1,75	4,82	2	2	1	5,31

Fonte: O autor (2018)

Estabilidade global

Gama-Z = 1,11

Verificação dos deslocamentos quanto ao ELS

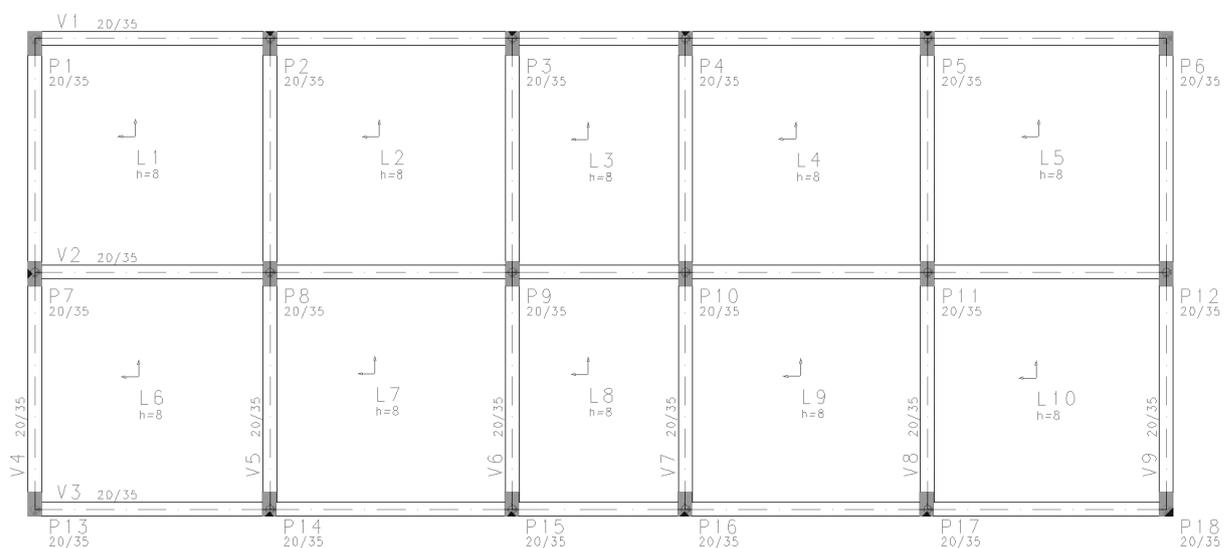
Tabela 36 - Deslocamentos horizontais máximos (edifício comercial)

Descolamento	Valor máximo na edificação (cm)	Valor máximo de referência	Situação
Topo do edifício	0,24	0,71	OK
Entre pisos	0,08	0,35	OK

Fonte: O autor (2018)

Verificação dos deslocamentos quanto ao ELS

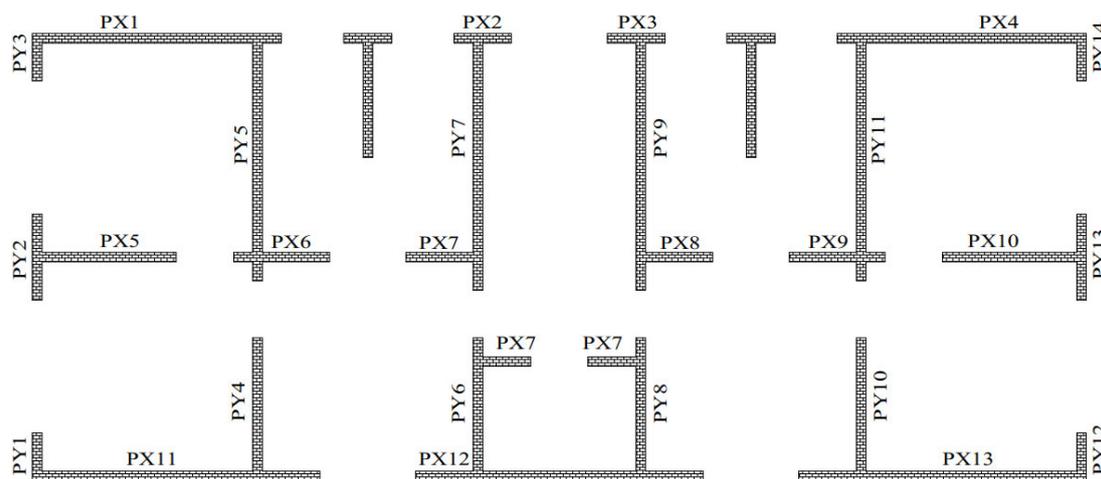
Figura 22 - Planta de fôrmas da edificação residencial



APÊNDICE B – PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO COMERCIAL

Paredes estruturais

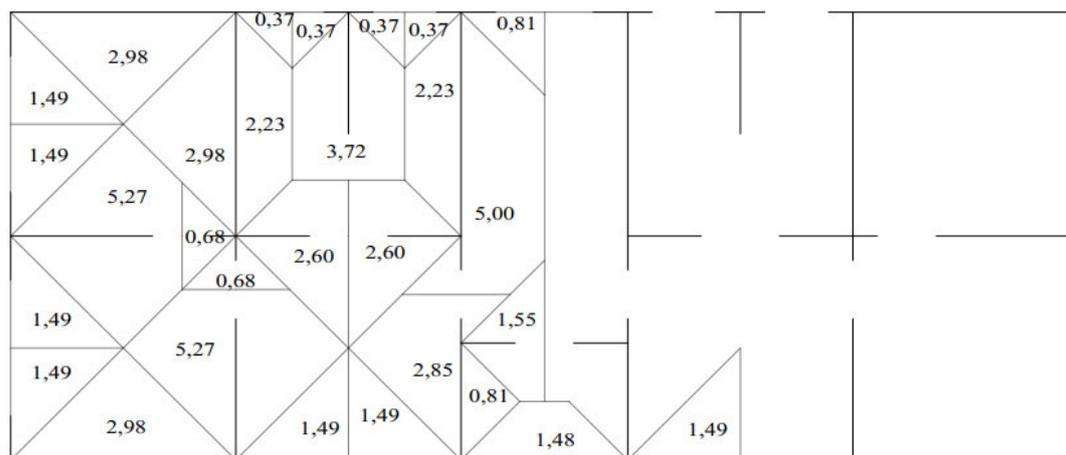
Figura 23 - Paredes estruturais (edifício comercial)



Fonte: O autor (2018)

Distribuição dos esforços verticais e verificação à compressão

Figura 24 - Área de influência das lajes (edifício comercial)



Fonte: O autor (2018)

Tabela 37 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção X) (edifício comercial)

Dados		Pavimento tipo						
par	L (m)	Peso Próprio Par (kN)	Peso Próprio abertura (kN)	Área Laje (m ²)	Laje (G) (kN)	Laje (Q) (kN)	Total - Pav G (kN)	Total - Pav Q (kN)
X1	3,83	24,56	2,06	3,35	10,05	5,03	36,66	5,03
X6	3,83	24,56	2,06	3,35	10,05	5,03	36,66	5,03
X2	0,75	4,82	4,11	0,74	2,22	1,11	11,15	1,11
X5	0,75	4,82	4,11	0,74	2,22	1,11	11,15	1,11
X3	0,90	5,78	5,22	1,18	3,54	1,77	14,54	1,77
X4	0,90	5,78	5,22	1,18	3,54	1,77	14,54	1,77
X7	2,18	13,96	0,71	5,27	15,81	7,91	30,48	7,91
X12	2,18	13,96	0,71	5,27	15,81	7,91	30,48	7,91
X8	1,50	9,63	0,71	3,28	9,84	4,92	20,18	4,92
X11	1,50	9,63	0,71	3,28	9,84	4,92	20,18	4,92
X9	1,13	7,22	0,00	2,60	7,80	3,90	15,02	3,90
X10	1,13	7,22	0,00	2,60	7,80	3,90	15,02	3,90
X13	0,83	5,30	0,71	1,55	4,65	2,33	10,66	2,33
X14	0,83	5,30	0,71	1,55	4,65	2,33	10,66	2,33
X15	4,43	28,41	3,17	4,47	13,41	6,71	44,98	6,71
X17	4,43	28,41	3,17	4,47	13,41	6,71	44,98	6,71
X16	4,50	28,89	6,33	4,46	13,38	6,69	48,60	6,69
total							415,97	74,01

Fonte: O autor (2018)

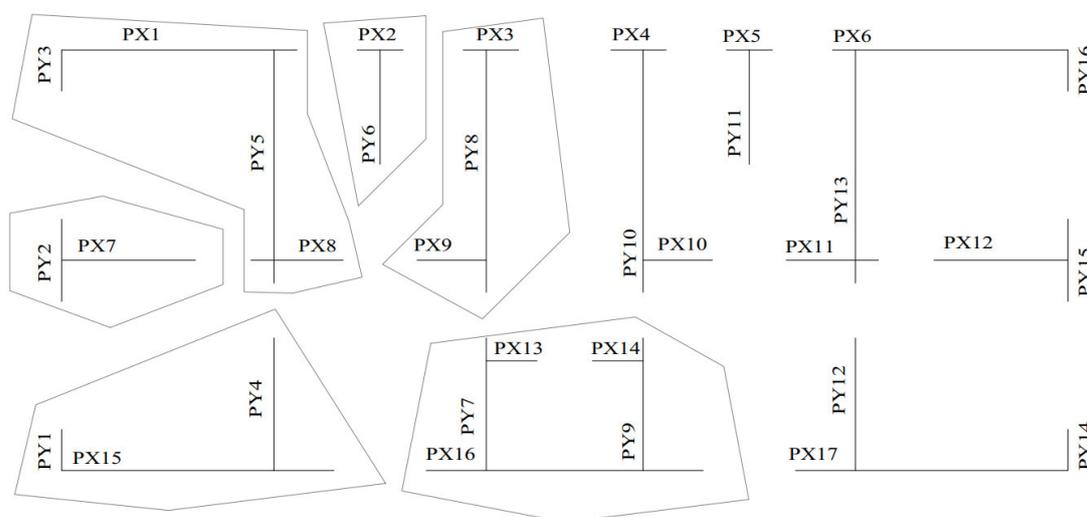
Tabela 38 - Carregamento vertical em valores característicos (Direção Y) (edifício comercial)

Dados		Pavimento tipo						
par	L (m)	Peso Próprio Par (kN)	Peso Próprio abertura (kN)	Área Laje (m ²)	Laje (G) (kN)	Laje (Q) (kN)	Total - Pav G (kN)	Total - Pav Q (kN)
Y1	0,68	4,33	4,43	1,49	4,47	2,24	13,23	2,24
Y14	0,68	4,33	4,43	1,49	4,47	2,24	13,23	2,24
Y2	1,35	8,67	8,86	2,98	8,94	4,47	26,47	4,47
Y15	1,35	8,67	8,86	2,98	8,94	4,47	26,47	4,47

Y3	0,68	4,33	4,43	1,49	4,47	2,24	13,23	2,24	
Y16	0,68	4,33	4,43	1,49	4,47	2,24	13,23	2,24	
Y4	2,18	13,96	0,00	5,27	15,81	7,91	29,77	7,91	
Y12	2,18	13,96	0,00	5,27	15,81	7,91	29,77	7,91	
Y5	3,83	24,56	0,00	5,89	17,67	8,84	42,23	8,84	
Y13	3,83	24,56	0,00	5,89	17,67	8,84	42,23	8,84	
Y6	1,88	12,04	0,00	3,72	11,16	5,58	23,20	5,58	
Y11	1,88	12,04	0,00	3,72	11,16	5,58	23,20	5,58	
Y7	2,18	13,96	0,59	3,66	10,98	5,49	25,54	5,49	
Y9	2,18	13,96	0,59	3,66	10,98	5,49	25,54	5,49	
Y8	3,98	25,52	0,59	7,23	21,69	10,85	47,80	10,85	
Y10	3,98	25,52	0,59	7,23	21,69	10,85	47,80	10,85	
							total	442,95	95,19

Fonte: O autor (2018)

Figura 25 - Grupos de paredes (edifício comercial)



Fonte: O autor (2018)

Tabela 39 - Carregamentos nos grupos de paredes (edifício comercial)

Grupo	Paredes	L (m)	G (kN)	Q (kN)	Carga pavimentos (kN/m)							
					4		3		2		1	
					Q	G	Q	G	Q	G	Q	G
1	X1, X8, Y3, Y5	9,83	112,31	21,02	11,43	2,14	22,86	4,28	34,29	6,42	45,72	8,56
2	X2, Y6	2,63	34,35	6,69	13,08	2,55	26,17	5,10	39,25	7,65	52,34	10,19

3	X3, X9, Y8	6,00	77,36	16,52	12,89	2,75	25,79	5,51	38,68	8,26	51,58	11,01
4	X7, Y2	3,53	56,95	12,38	16,16	3,51	32,31	7,02	48,47	10,53	64,63	14,04
5	X15, Y1, Y4	7,28	87,99	16,85	12,10	2,32	24,19	4,63	36,29	6,95	48,38	9,26
6	X13, X14, X16, Y7, Y9	10,50	120,99	22,32	11,52	2,13	23,05	4,25	34,57	6,38	46,09	8,50

Fonte: O autor (2018)

Tabela 40 - Resistência requerida nos grupos de paredes (edifício comercial)

Grupo	Paredes	f _{pk} necessário (MPa)			
		4	3	2	1
1	X1,X8,Y3,Y5	0,45	0,90	1,36	1,81
2	X2,Y6	0,52	1,04	1,56	2,08
3	X3,X9,Y8	0,52	1,04	1,56	2,08
4	X7,Y2	0,65	1,31	1,96	2,62
5	X15,Y1,Y4	0,48	0,96	1,44	1,92
6	X13,X14,X16,Y7,Y9	0,45	0,91	1,36	1,82

Fonte: O autor (2018)

Bloco escolhido: 6MPa

Distribuição dos esforços horizontais

Tabela 41 - Força de desaprumo (edifício comercial)

H _{total} (m)	12
Peso do pav (kN)	1028,11
ϕ (rad)	0,0029
F (kN)	2,97

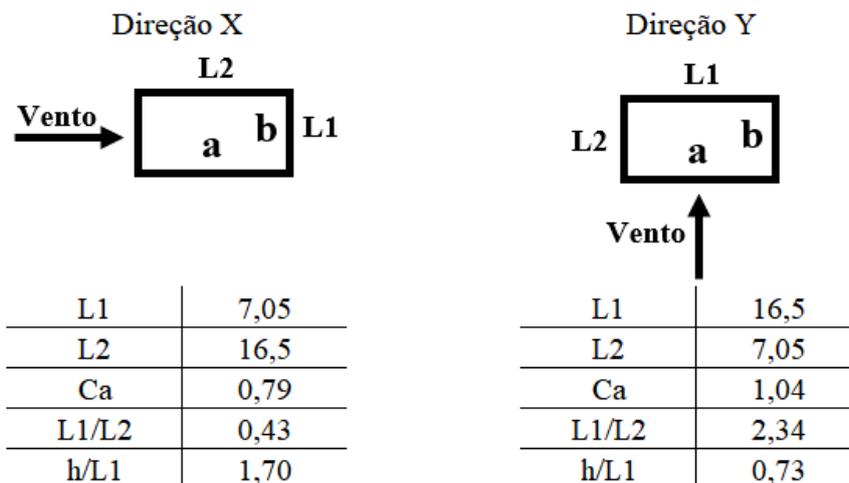
Fonte: O autor (2018)

Tabela 42 - Parâmetros de dimensionamento da força do vento (edifício comercial)

V ₀ (m/s)	30
S1	1
S3	1
Categoria	IV
Classe	A
Turbulência	alta
Maior dimensão	16,50
Menor dimensão	7,05

Fonte: O autor (2018)

Figura 26 - Dados para cálculo da força do vento nas direções X e Y (edifício comercial)



Fonte: O autor (2018)

Tabela 43 - Forças do vento nas direções X e Y (edifício comercial)

Z (m)	Vento			Direção X		Direção Y	
	S ₂	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	A (m ²)	Fa (kN)	A (m ²)	Fa (kN)
3,00	0,79	23,70	0,34	21,15	5,75	49,50	17,73
6,00	0,80	24,12	0,36	21,15	5,96	49,50	18,36
9,00	0,85	25,38	0,39	21,15	6,60	49,50	20,33
12,00	0,88	26,28	0,42	21,15	7,07	49,50	21,79

Fonte: O autor (2018)

Tabela 44 - Forças horizontais totais na direção X (edifício comercial)

Vento X - Esforços com desaprumo - Sem torção					
Pav	F vento	F desaprumo	F total	F acumuado	M (kN.m)
4	7,07	2,97	10,04	10,04	30,12
3	6,60	2,97	9,57	19,61	88,95
2	5,96	2,97	8,93	28,53	174,55
1	5,75	2,97	8,72	37,25	286,31

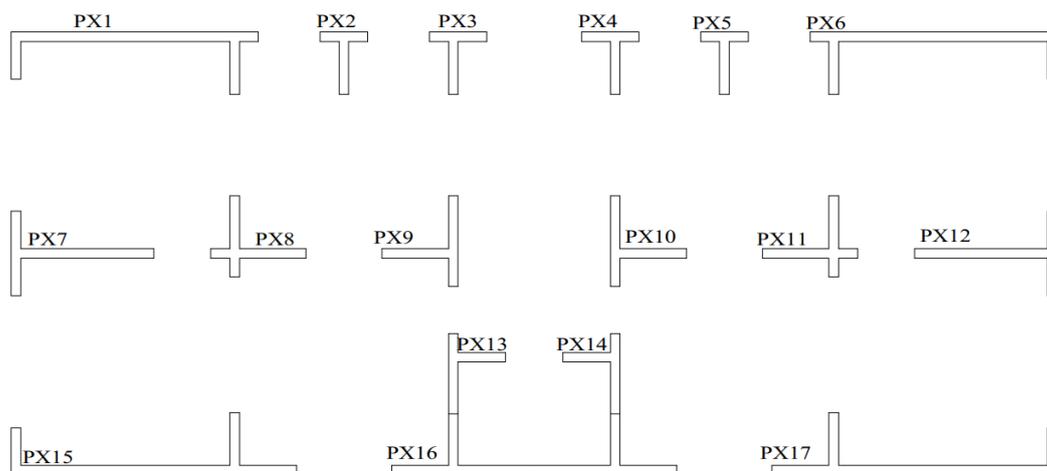
Fonte: O autor (2018)

Tabela 45 - Forças horizontais totais na direção Y (edifício comercial)

Vento Y - Esforços com desaprumo - Sem torção					
Pav	F vento	F desaprumo	F total	F acumuado	M (kN.m)
4	21,79	2,97	24,76	24,76	74,29
3	20,33	2,97	23,30	48,06	218,46
2	18,36	2,97	21,33	69,38	426,62
1	17,73	2,97	20,69	90,08	696,85

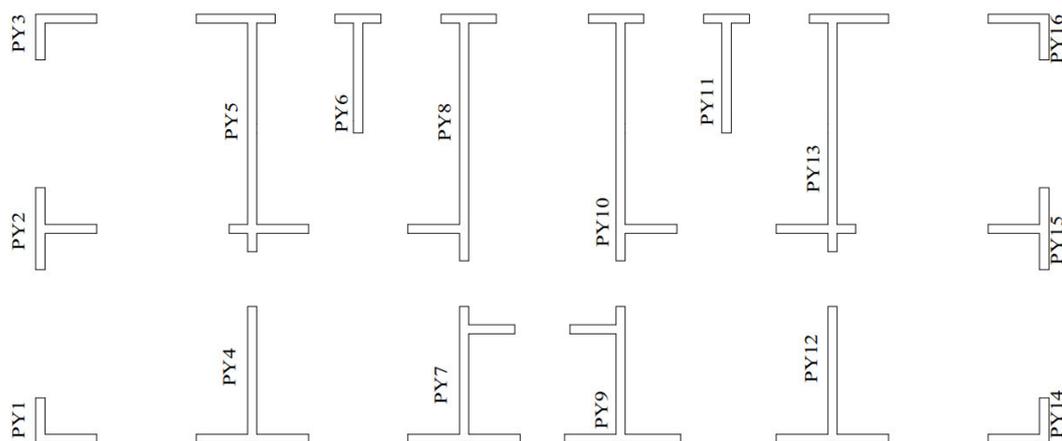
Fonte: O autor (2018)

Figura 27 - Paredes de contraventamento na direção X (edifício comercial)



Fonte: O autor (2018)

Figura 28 - Paredes de contraventamento na direção Y (edifício comercial)



Fonte: O autor (2018)

Tabela 46 - Propriedades das paredes de contraventamento (edifício comercial)

Dados para paredes sem torção							
Vento X				Vento Y			
Par	I _y	Y _s	Y _i	Par	I _x	Y _s	Y _i
X1	1,28	1,99	1,91	Y1	0,01	0,21	0,54
X2	0,01	0,38	0,38	Y2	0,03	0,68	0,68
X3	0,01	0,41	0,49	Y3	0,01	0,54	0,21
X4	0,01	0,49	0,41	Y4	0,28	0,67	1,58
X5	0,01	0,38	0,38	Y5	1,65	2,00	1,90
X6	1,28	1,91	1,99	Y6	0,14	1,19	0,76
X7	0,26	0,76	1,48	Y7	0,41	0,87	1,38

X8	0,05	0,59	0,91	Y8	1,44	2,06	1,99
X9	0,04	0,87	0,33	Y9	0,41	0,87	1,38
X10	0,04	0,33	0,87	Y10	1,44	2,06	1,99
X11	0,05	0,91	0,59	Y11	0,14	1,19	0,76
X12	0,26	1,48	0,76	Y12	0,28	0,67	1,58
X13	0,02	0,24	0,66	Y13	1,65	2,00	1,90
X14	0,02	0,66	0,24	Y14	0,01	0,21	0,54
X15	1,65	2,21	2,29	Y15	0,03	0,68	0,68
X16	1,44	2,25	2,25	Y16	0,01	0,54	0,21
X17	1,65	2,29	2,21	Soma	7,93		
Soma	8,07						

Fonte: O autor (2018)

Tabela 47 - Força em cada parede na direção X (edifício comercial)

Direção X - Força por parede (kN) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
X1	0,16	1,59	3,11	4,52	5,90
X2	0,00	0,01	0,01	0,02	0,02
X3	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04
X4	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04
X5	0,00	0,01	0,01	0,02	0,02
X6	0,16	1,59	3,11	4,52	5,90
X7	0,03	0,32	0,62	0,90	1,18
X8	0,01	0,07	0,13	0,19	0,24
X9	0,01	0,06	0,11	0,16	0,21
X10	0,01	0,06	0,11	0,16	0,21
X11	0,01	0,07	0,13	0,19	0,24
X12	0,03	0,32	0,62	0,90	1,18
X13	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09
X14	0,00	0,02	0,05	0,07	0,09
X15	0,20	2,05	4,01	5,84	7,62
X16	0,18	1,79	3,50	5,09	6,65
X17	0,20	2,05	4,01	5,84	7,62
Soma	1,00	10,04	19,61	28,53	37,25

Fonte: O autor (2018)

Tabela 48 - Força em cada parede na direção Y (edifício comercial)

Direção Y - Força por parede (kN) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
Y1	0,00	0,03	0,06	0,09	0,12
Y2	0,00	0,09	0,18	0,25	0,33
Y3	0,00	0,03	0,06	0,09	0,12
Y4	0,04	0,88	1,72	2,48	3,22
Y5	0,21	5,14	9,98	14,40	18,70
Y6	0,02	0,43	0,84	1,21	1,57
Y7	0,05	1,28	2,49	3,59	4,66

Y8	0,18	4,49	8,72	12,58	16,34
Y9	0,05	1,28	2,49	3,59	4,66
Y10	0,18	4,49	8,72	12,58	16,34
Y11	0,02	0,43	0,84	1,21	1,57
Y12	0,04	0,88	1,72	2,48	3,22
Y13	0,21	5,14	9,98	14,40	18,70
Y14	0,00	0,03	0,06	0,09	0,12
Y15	0,00	0,09	0,18	0,25	0,33
Y16	0,00	0,03	0,06	0,09	0,12
Soma	1,00	24,76	48,06	69,38	90,08

Fonte: O autor (2018)

Tabela 49 - Momento em cada parede na direção X (edifício comercial)

Direção X - Momento por parede (kN.m) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
X1	0,16	4,77	14,09	27,65	45,36
X2	0,00	0,02	0,06	0,11	0,18
X3	0,00	0,03	0,10	0,20	0,32
X4	0,00	0,03	0,10	0,20	0,32
X5	0,00	0,02	0,06	0,11	0,18
X6	0,16	4,77	14,09	27,65	45,36
X7	0,03	0,95	2,81	5,52	9,05
X8	0,01	0,20	0,58	1,14	1,87
X9	0,01	0,17	0,49	0,96	1,58
X10	0,01	0,17	0,49	0,96	1,58
X11	0,01	0,20	0,58	1,14	1,87
X12	0,03	0,95	2,81	5,52	9,05
X13	0,00	0,07	0,21	0,41	0,67
X14	0,00	0,07	0,21	0,41	0,67
X15	0,20	6,16	18,19	35,70	58,57
X16	0,18	5,38	15,88	31,16	51,11
X17	0,20	6,16	18,19	35,70	58,57
Soma	1,00	30,12	88,95	174,55	286,31

Fonte: O autor (2018)

Tabela 50 - Momento em cada parede na direção Y (edifício comercial)

Direção Y - Momento por parede (kN.m) - Vento + desaprumo					
par	r/R	4	3	2	1
Y1	0,00	0,10	0,28	0,55	0,91
Y2	0,00	0,27	0,80	1,55	2,54
Y3	0,00	0,10	0,28	0,55	0,91
Y4	0,04	2,65	7,80	15,23	24,87
Y5	0,21	15,42	45,35	88,56	144,66
Y6	0,02	1,29	3,80	7,43	12,13
Y7	0,05	3,84	11,30	22,06	36,03
Y8	0,18	13,47	39,62	77,37	126,38

Y9	0,05	3,84	11,30	22,06	36,03
Y10	0,18	13,47	39,62	77,37	126,38
Y11	0,02	1,29	3,80	7,43	12,13
Y12	0,04	2,65	7,80	15,23	24,87
Y13	0,21	15,42	45,35	88,56	144,66
Y14	0,00	0,10	0,28	0,55	0,91
Y15	0,00	0,27	0,80	1,55	2,54
Y16	0,00	0,10	0,28	0,55	0,91
Soma	1,00	74,29	218,46	426,62	696,85

Fonte: O autor (2018)

Verificações e dimensionamento

Tabela 51 - Resumo dos esforços nas paredes na direção X (edifício comercial)

Par	Propriedades				Ação				Esforço				
	I (m ⁴)	Área da seção (m ²)	Y_{esq} (m)	Y_{dir} (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	F (kN)	M (kN.m)	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)	σ_g (kN/m ²)	σ_q (kN/m ²)	τ (kN/m ²)
X1	1,28	0,54	1,99	1,91	45,72	8,56	5,90	45,36	70,63	67,79	326,59	61,11	11,02
X2	0,01	0,11	0,38	0,38	52,34	10,19	0,02	0,18	13,31	13,31	373,84	72,82	0,22
X3	0,01	0,13	0,41	0,49	51,58	11,01	0,04	0,32	14,55	17,39	368,40	78,64	0,33
X7	0,26	0,30	0,76	1,48	64,63	14,04	1,18	9,05	26,98	52,53	461,63	100,30	3,87
X8	0,05	0,21	0,59	0,91	45,72	8,56	0,24	1,87	20,94	32,30	326,59	61,11	1,16
X9	0,04	0,16	0,87	0,33	51,58	11,01	0,21	1,58	30,88	11,71	368,40	78,64	1,30
X13	0,02	0,12	0,24	0,66	46,09	8,50	0,09	0,67	8,52	23,43	329,22	60,73	0,76
X15	1,65	0,62	2,21	2,29	48,38	9,26	7,62	58,57	78,44	81,28	345,57	66,16	12,30
X16	1,44	0,63	2,25	2,25	46,09	8,50	6,65	51,11	79,86	79,86	329,22	60,73	10,56

Fonte: O autor (2018)

Tabela 52 - Resumo dos esforços nas paredes na direção Y (edifício comercial)

Par	Propriedades				Ação				Esforço				
	I (m ⁴)	Área da seção (m ²)	Y_{esq} (m)	Y_{dir} (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	F (kN)	M (kN.m)	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)	σ_g (kN/m ²)	σ_q (kN/m ²)	τ (kN/m ²)
Y1	0,01	0,09	0,21	0,54	48,38	9,26	0,12	0,91	18,46	47,46	345,57	66,16	1,24
Y2	0,03	0,19	0,68	0,68	64,63	14,04	0,33	2,54	59,32	59,32	461,63	100,30	1,74
Y3	0,01	0,09	0,54	0,21	45,72	8,56	0,12	0,91	47,46	18,46	326,59	61,11	1,24
Y4	0,28	0,30	0,67	1,58	48,38	9,26	3,22	24,87	58,88	138,86	345,57	66,16	10,56
Y5	1,65	0,54	2,00	1,90	45,72	8,56	18,70	144,66	175,77	166,98	326,59	61,11	34,92
Y6	0,14	0,26	1,19	0,76	52,34	10,19	1,57	12,13	104,58	66,79	373,84	72,82	5,97
Y7	0,41	0,30	0,87	1,38	64,63	14,04	4,66	36,03	76,46	121,28	461,63	100,30	15,30
Y8	1,44	0,56	2,06	1,99	51,58	11,01	16,34	126,38	181,05	174,89	368,40	78,64	29,36

Fonte: O autor (2018)

Tabela 53 - Verificação da compressão nos bordos das paredes (edifício comercial)

Direção X					Direção y				
Par	i-esq	ii-esq	i-dir	ii-dir	Par	i-esq	ii-esq	i-dir	ii-dir
X1	1,85	1,92	1,84	1,92	Y1	1,81	1,95	1,89	1,99
X2	1,95	2,10	1,95	2,10	Y2	2,54	2,71	2,54	2,71
X3	1,94	2,11	1,95	2,11	Y3	1,79	1,88	1,71	1,84
X7	2,46	2,66	2,53	2,70	Y4	1,92	2,01	2,13	2,14
X8	1,72	1,84	1,75	1,86	Y5	2,13	2,09	2,11	2,07
X9	1,98	2,13	1,93	2,10	Y6	2,19	2,25	2,09	2,19
X13	1,70	1,83	1,74	1,85	Y7	2,59	2,74	2,71	2,81
X15	1,97	2,04	1,98	2,05	Y8	2,38	2,37	2,37	2,36
X16	1,89	1,95	1,89	1,95					

Fonte: O autor (2018)

Tabela 54 - Verificação da tração nos bordos das paredes (edifício comercial)

Direção X			Direção y		
Par	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)	Par	σ_{esq} (kN/m ²)	σ_{dir} (kN/m ²)
X1	195,04	199,02	Y1	285,18	244,57
X2	317,83	317,83	Y2	332,41	332,41
X3	311,19	307,21	Y3	227,49	268,09
X7	377,70	341,92	Y4	228,58	116,61
X8	264,61	248,71	Y5	47,85	60,15
X9	288,33	315,16	Y6	190,04	242,95
X13	284,37	263,50	Y7	308,42	245,67
X15	201,20	197,22	Y8	78,10	86,71
X16	184,49	184,49			

Fonte: O autor (2018)

Tabela 55 - Verificação do cisalhamento nas paredes (edifício comercial)

Par	$0,9 \cdot \sigma_g$ (kN/m ²)	f_{vk} (kN/m ²)	f_{vd} (kN/m ²)	τ (kN/m ²)	τ_d (kN/m ²)	τ_d/f_{vd}
X1	293,93	296,96	148,48	11,02	15,43	0,10
X2	336,46	318,23	159,12	0,22	0,31	0,00
X3	331,56	315,78	157,89	0,33	0,47	0,00
X7	415,47	357,73	178,87	3,87	5,41	0,03
X8	293,93	296,96	148,48	1,16	1,62	0,01
X9	331,56	315,78	157,89	1,30	1,82	0,01
X13	296,29	298,15	149,07	0,76	1,06	0,01
X15	311,02	305,51	152,75	12,30	17,22	0,11
X16	296,29	298,15	149,07	10,56	14,78	0,10

Y1	311,02	305,51	152,75	1,24	1,73	0,01
Y2	415,47	357,73	178,87	1,74	2,43	0,01
Y3	293,93	296,96	148,48	1,24	1,73	0,01
Y4	311,02	305,51	152,75	10,56	14,78	0,10
Y5	293,93	296,96	148,48	34,92	48,89	0,33
Y6	336,46	318,23	159,12	5,97	8,36	0,05
Y7	415,47	357,73	178,87	15,30	21,42	0,12
Y8	331,56	315,78	157,89	29,36	41,10	0,26

Fonte: O autor (2018)

Tabela 56 - Deslocamentos horizontais obtidos pelo ftool (edifício comercial)

Pav	Direção X		Direção Y	
	F (kN)	Deslocamento (mm)	F (kN)	Deslocamento (mm)
4	10,04	0,97	24,76	2,42
3	9,57	0,64	23,30	1,59
2	8,93	0,33	21,33	0,83
1	8,72	0,10	20,69	0,24

Fonte: O autor (2018)

Tabela 57 - Verificação da estabilidade global - Gama-Z (edifício comercial)

Parâmetros	Direção X	Direção Y
Inercia (m^4)	8,07	7,93
M1 (kN.m)	272,51	654,32
M2 (kN.m)	2,10	5,212733
γ_z	1,01	1,01

Fonte: O autor (2018)

Bloco escolhido: 6MPa

Argamassa: 5MPa

Sem Tração

Resistência ao cisalhamento: OK

Deslocamentos horizontais e estabilidade global: OK

APÊNDICE C – ORÇAMENTO DOS PROJETOS PARA A EDIFICAÇÃO COMERCIAL

Orçamento concreto armado

Tabela 58 - Orçamento simplificado, concreto armado (edifício comercial)

Item	Código	Descrição	Unidade	preço unitário	Quantidade	preço total
1 CONCRETO						
1.1	C3273A	Concreto p/vibr., fck=25mpa com agregado produzido (s/transp.)	m ³	R\$ 318,07	70,00	R\$ 22.264,71
2 FORMAS						
2.1	C1399A	Forma plana chapa compensada plastificada, esp.= 12mm util. 5x	m ²	R\$ 84,83	222,00	R\$ 18.833,06
3 AÇO						
3.1	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (5mm)	kg	R\$ 7,66	609	R\$ 4.390,89
3.2	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (6,3mm)	kg	R\$ 7,66	14	R\$ 100,94
3.3	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (8mm)	kg	R\$ 7,66	1823	R\$ 13.143,83
3.5	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (12,5mm)	kg	R\$ 7,66	63	R\$ 454,23
4 ALVENARIA						
4.1	C0046A	Alvenaria de bloco cerâmico furado (14x19x39)cm c/argamassa mista de cal hidratada esp=14 cm	m ²	R\$ 45,21	1040,11	R\$ 47.026,38
Total						R\$ 106.214,04

Fonte: O autor (2018)

Tabela 59 - Orçamento da mão-de-obra, concreto armado (edifício comercial)

Item	Preço unitário	quantidade	Preço total do item
CONCRETO (m³)			
Servente com encargos	R\$ 77,70	70,00	R\$ 5.439,00
FORMAS (m²)			
Carpinteiro com encargos	R\$ 23,21	222,00	R\$ 5.151,84
Ajudante de carpinteiro com encargos	R\$ 19,62	222,00	R\$ 4.354,64
ARMADURA (kg)			
Servente com encargos	R\$ 1,04	3549,11	R\$ 3.676,88
Armador/ferreiro	R\$ 1,38	3549,11	R\$ 4.880,74
ALVENARIA (m²)			
Servente com encargos	R\$ 7,38	1040,11	R\$ 7.677,60
Pedreiro com encargos	R\$ 6,92	1040,11	R\$ 7.193,43
Total			R\$ 38.374,14

Fonte: O autor (2018)

Orçamento alvenaria estrutural

Tabela 60 - Orçamento simplificado, alvenaria estrutural (edifício comercial)

Item	Código		Unidade	preço unitário	Quantidade	preço total
1 CONCRETO						
1.1	C0833A	Concreto grout c/até 50% de pedrisco em peso, lançamento e cura	m ³	R\$ 4.524,65	6,57	R\$ 29.726,96
2 AÇO						
2.1	C4151A	Armadura de aço CA 50/60 (8mm)	kg	R\$ 7,66	220,71	R\$ 1.689,55
4 ALVENARIA ESTRUTURAL						
4.1	C4585A	Alvenaria estrutural de bloco cerâmico com superfícies externa lisa, para acabamento aparente (14x19x29)cm esp. 14cm, inclusive peças especiais calha U E J	m ²	R\$ 50,98	941,93	R\$ 48.022,79
5 ALVENARIA DE VEDAÇÃO						
5.1	C0046A	Alvenaria de bloco cerâmico furado (14x19x39)cm c/argamassa mista de cal hidratada esp=14 cm	m ²	R\$ 45,17	42,05	R\$ 1.899,42
Total						R\$ 81.338,72

Fonte: O autor (2018)

Tabela 61 - Orçamento de mão-de-obra, alvenaria estrutural (edifício comercial)

Item	Preço unitário	quantidade	Preço total do item
CONCRETO (m³)			
Servente com encargos	R\$ 233,10	6,57	R\$ 1.531,47
Pedreiro com encargos	R\$ 103,14	6,57	R\$ 677,63
ARMADURA (kg)			
Servente com encargos	R\$ 1,04	220,71	R\$ 228,65
Armador/ferreiro com encargos	R\$ 1,38	220,71	R\$ 303,52
ALVENARIA ESTRUTURAL (m²)			
Servente com encargos	R\$ 5,83	941,93	R\$ 5.489,09
Pedreiro com encargos	R\$ 15,47	941,93	R\$ 14.572,57
ALVENARIA DE VEDAÇÃO (m²)			
Servente com encargos	R\$ 7,38	42,05	R\$ 310,38
Pedreiro com encargos	R\$ 6,88	42,05	R\$ 289,12
Total			R\$ 23.402,42

Fonte: O autor (2018)