



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA – UFPB
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOSÉ MATHEUS FORMIGA DANTAS

**ESTUDO E ANÁLISE DO IMPACTO DO EFEITO TORSOR EM EDIFÍCIOS DE
PEQUENO PORTE CONCEBIDOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

JOÃO PESSOA – PB

2023

JOSÉ MATHEUS FORMIGA DANTAS

**ESTUDO E ANÁLISE DO IMPACTO DO EFEITO TORSOR EM EDIFÍCIOS DE
PEQUENO PORTE CONCEBIDOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado à coordenação de curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel

JOÃO PESSOA – PB

2023

Catlogação na publicação Seção de

D192e Dantas, Jose Matheus Formiga.

ESTUDO E ANÁLISE DO IMPACTO DO EFEITO TORSOR EM
EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE CONCEBIDOS EM ALVENARIA
ESTRUTURAL / Jose Matheus Formiga Dantas. - João Pessoa, 2023.
165 f. : il.

Orientação: Roberto Pimentel. TCC
(Graduação) - UFPB/CT.

1. Alvenaria estrutural; 2.Torção; 3.Dimensionamento. I. Pimentel,
Roberto. II. Título.

UFPB/CT/BSCT

CDU 624(043.2)

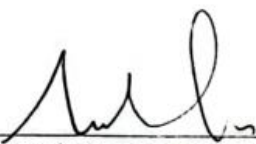
Catlogação e Classificação

FOLHA DE APROVAÇÃO

JOSÉ MATHEUS FORMIGA DANTAS

ESTUDO E ANÁLISE DO IMPACTO DO EFEITO TORSOR EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE CONCEBIDOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Trabalho de Conclusão de Curso em 07/11/2023 perante a seguinte Comissão Julgadora:



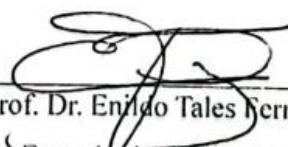
Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Dr. Enildo Tales Ferreira
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

AGRADECIMENTOS

Gostaria de dedicar este espaço para expressar minha sincera gratidão a todas as pessoas e instituições que desempenharam um papel fundamental na realização deste trabalho de conclusão de curso:

Primeiramente, agradeço a Deus, cuja graça e orientação estiveram sempre presentes, iluminando meu caminho e proporcionando força nos momentos desafiadores.

Nesta seção, gostaria de expressar minha sincera gratidão a duas pessoas que desempenharam um papel fundamental na minha jornada acadêmica e na realização deste trabalho de conclusão de curso. Meu pai, José Lincoln Gomes Dantas, cuja paixão pela engenharia civil e dedicação ao seu ofício moldaram meu interesse e apreço por essa área. Sua sabedoria, paciência e apoio inabalável sempre foram minha âncora em tempos de desafios. Suas histórias inspiradoras e sua orientação sábia continuam a me guiar em minha busca pelo conhecimento e excelência na engenharia. Meu irmão, José Diego Formiga Dantas, um engenheiro civil talentoso e determinado, cujas conquistas e realizações servem como um farol de sucesso. Sua capacidade de enfrentar desafios com resiliência e paixão é uma fonte constante de motivação. Ao compartilhar seu conhecimento e experiência comigo, ele tem sido um mentor inestimável. Ambos vocês me mostraram os valores fundamentais da engenharia e a importância do comprometimento com a qualidade e o profissionalismo. Seu apoio, encorajamento e exemplo moldaram minha jornada acadêmica e me capacitaram a chegar até aqui. Sou profundamente grato por sua influência e inspiração constantes. Embora este trabalho de conclusão de curso tenha sido uma empreitada individual, as bases que sustentam meu percurso acadêmico e profissional são amplamente atribuídas a vocês. Obrigado por serem os pilares da minha jornada na engenharia civil.

À minha mãe, meu porto seguro, que me apoiou incondicionalmente ao longo desta jornada acadêmica e em todos os aspectos da minha vida. Suas palavras de encorajamento e amor infinito foram minha inspiração constante. Posso afirmar, sem dúvida alguma, que sem você, eu nada seria.

Aos meus irmãos, Lucas e Camila, pela camaradagem, incentivo e amizade que compartilhamos. Suas presenças em minha vida tornam cada dia mais especial.

Minha namorada, Mariana Nunes Mendes, cujo amor, compreensão e paciência foram inabaláveis durante essa fase de estudos. Sua presença tornou essa jornada mais alegre e significativa.

Aos meus amigos de curso, com quem compartilhei alegrias, desafios e conhecimentos. Cada um de vocês enriqueceu minha experiência acadêmica e pessoal. Para aqueles que se tornaram irmãos: Caio Borges, Diego Souza, José Júlio, Lucas Fernandes, Ricardo Filho e Yussef Harun.

À construtora Portomar, por me proporcionar uma valiosa oportunidade de estágio, onde adquiri conhecimentos práticos fundamentais para o desenvolvimento da minha formação.

Ao engenheiro e calculista estrutural Luiz Pinto, cuja generosidade ao compartilhar seus vastos conhecimentos enriqueceu meu aprendizado durante o estágio. Suas orientações foram inestimáveis.

Ao meu professor orientador, Roberto Leal Pimentel, pela orientação, paciência e expertise que ele ofereceu ao longo deste trabalho. Sua dedicação foi essencial para o sucesso deste projeto.

Aos membros da minha banca de avaliação, que contribuíram com suas análises críticas e insights construtivos para aprimorar este trabalho.

Todos vocês desempenharam um papel fundamental em minha jornada acadêmica e sou imensamente grato por todo apoio, orientação e carinho que recebi ao longo desse percurso. Este trabalho de conclusão de curso é o resultado da colaboração de muitos, e estou profundamente agradecido por cada um de vocês.

RESUMO

A alvenaria estrutural é uma técnica de construção em ascensão amplamente empregada em edifícios de pequeno e médio porte, notabilizando-se por suas vantagens econômicas e modernidade. No contexto do sistema estrutural, as paredes desempenham um papel central, substituindo os elementos estruturais tradicionais, como pilares e vigas, para suportar as cargas. Contudo, a influência dos efeitos de torção em edifícios de alvenaria estrutural com plantas assimétricas é um dos temas pouco explorados na literatura, apesar da unanimidade na comunidade científica sobre a sua importância. Este trabalho tem como objetivo analisar os efeitos da torção em edifícios de alvenaria estrutural de pequeno porte, utilizando um exemplo prático de um edifício de quatro pavimentos, a fim de avaliar seu impacto no dimensionamento estrutural. O desenvolvimento do projeto segue uma metodologia que abrange todas as etapas do processo, desde o projeto arquitetônico até o dimensionamento estrutural. Os resultados indicam que, em edifícios de alvenaria estrutural de pequeno porte com assimetria em planta, os efeitos da torção não desempenham um papel significativo no dimensionamento estrutural. As características dos materiais e a ausência de armaduras permanecem inalteradas quando realizada a análise comparativa com o dimensionamento usual, o que demonstra a dispensabilidade dos efeitos torsionais. Portanto, nessas condições, é razoável considerar a influência da torção como desprezível no dimensionamento de edifícios de alvenaria estrutural de pequeno porte.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural; Torção; Dimensionamento; Plantas assimétricas; Comparativo.

ABSTRACT

Structural masonry is a growing construction technique widely used in small and medium-sized buildings, known for its economic advantages and modernity. In the context of the structural system, walls play a central role, replacing traditional structural elements such as columns and beams to bear loads. However, the influence of torsional effects in structurally masonry buildings with asymmetrical layouts is an underexplored topic in the literature, despite the unanimous agreement within the scientific community regarding its importance. This study aims to analyze the effects of torsion in small-scale structurally masonry buildings, utilizing a practical example of a four-story building to assess its impact on structural design. The project's development follows a methodology that encompasses all stages of the process, from architectural design to structural dimensioning. The results indicate that in small-scale structurally masonry buildings with asymmetrical layouts, torsional effects do not significantly affect structural design. The material characteristics and the absence of reinforcements remain unchanged when compared to conventional design, demonstrating the dispensability of torsional effects. Therefore, under these conditions, it is reasonable to consider the influence of torsion as negligible in the design of small-scale structurally masonry buildings.

Keywords: Structural masonry; Torsion; Dimensioning; Asymmetrical layouts; Comparative analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distinções de áreas no bloco de alvenaria estrutural	22
Figura 2 - Bloco cerâmico alveolar	25
Figura 3 - Bloco cerâmico de paredes vazadas	25
Figura 4 - Tipologias de blocos/tijolos cerâmicos com paredes maciças	26
Figura 5 - Tijolo cerâmico de vedação	26
Figura 6 - Tijolos cerâmicos sem e com rebaixo	27
Figura 7 - Tijolo cerâmico perfurado com furos na vertical.....	27
Figura 8 - Influência da resistência da argamassa sobre a resistência da parede à compressão	30
Figura 9 - Estado triaxial de tensões atuantes no bloco e argamassa	31
Figura 10 - Situações de aplicação de graute na alvenaria	33
Figura 11 - Grauteamento parcial e total dos furos	35
Figura 12 - Exemplo de armadura vertical e horizontal na alvenaria.....	36
Figura 13 - Blocos da família 14 para o módulo M-15	37
Figura 14 - Dimensões reais e nominais	38
Figura 15 - Blocos especiais utilizados na modulação vertical.....	39
Figura 16 - Modulação vertical de piso a piso	39
Figura 17 - Fiada par e ímpar de parede com deslocamento entre as juntas igual ao módulo M	40
Figura 18 - Amarração direta em um canto de parede.....	40
Figura 19 - Amarração indireta com utilização de tela para armação das juntas de argamassa	41
Figura 20 - Posicionamento das fiadas na amarração em L	41
Figura 21 - Posicionamento das fiadas na amarração em T	42
Figura 22 - Posicionamento das fiadas na amarração em X.....	42
Figura 23 - Formação de uma junta a prumo com a utilização do meio bloco	43
Figura 24 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa.....	44
Figura 25 - Sistema estrutural em paredes celulares	45
Figura 26 - Sistema estrutural em paredes transversais.....	45
Figura 27 - Sistema estrutural complexo.....	46
Figura 28 - Distribuição das cargas das lajes para as paredes resistentes	50

Figura 29 - Dispersão de ações verticais	50
Figura 30 - Comportamento do carregamento em paredes planas, em "L" e em um canto	51
Figura 31 - Comportamento do carregamento em regiões de aberturas.....	52
Figura 32 - Consideração dos efeitos do desaprumo.....	57
Figura 33 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepipedicas em vento de alta turbulência	59
Figura 34 - Isopletas da velocidade básica	60
Figura 35 - Consideração de abas em painéis de contraventamento	63
Figura 36 - Limite de comprimento das abas em painéis de contraventamento	64
Figura 37 - Esquema do método das paredes articuladas.....	65
Figura 38 - Deformações de uma parede em balanço devidas à flexão e ao cisalhamento.....	66
Figura 39 - Deslocamento devido ao vento em pavimento com contraventamento simétrico	69
Figura 40 - Deslocamentos devidos ao vento em pavimento com contraventamento assimétrico.....	69
Figura 41 - Efeito da forma do prédio na resistência à torção.....	70
Figura 42 - Centro de cisalhamento deslocado do centro geométrico.....	71
Figura 43 - Prisma de dois blocos	79
Figura 44 - Argamassamento parcial de blocos.....	79
Figura 45 - Diagrama de tensões para alvenaria não armada.....	83
Figura 46 - Planta baixa do pavimento tipo	89
Figura 47 - Planta baixa da cobertura, barrilete e reservatório	90
Figura 48 - Resultados obtidos pelo Software Treliças	91
Figura 49 - Definição das paredes estruturais (Pavimento Tipo)	92
Figura 50 - Definição das paredes estruturais (Coberta)	93
Figura 51 - Definição das paredes estruturais (Barrilete+Reservatório)	94
Figura 52 - Grupos verticais (Pavimento tipo)	94
Figura 53 - Grupos Verticais (Coberta)	94
Figura 54 - Grupo Vertical (Barrilete + Reservatório)	95
Figura 55 - Planta de primeira fiada (Pavimento Tipo).....	96
Figura 56 - Planta de segunda fiada (Pavimento tipo)	97
Figura 57 - Planta de primeira fiada (Coberta).....	98
Figura 58 - Planta de segunda fiada (Coberta)	99
Figura 59 - Planta de primeira fiada (Barrilete + Reservatório).....	100
Figura 60 - Planta de segunda fiada (Barrilete + Reservatório)	100

Figura 61 - Planta de forma (Pavimento Tipo).....	101
Figura 62 - Grupos Horizontais na direção X	102
Figura 63 - Grupos horizontais na direção Y	103
Figura 64 - Exemplo de cálculo das propriedades geométricas	104
Figura 65 - Propriedades geométricas da PY-15	104
Figura 66 - PX-01 do pavimento tipo.....	109
Figura 67 - Representação da PX-01 na planta de forma.....	110
Figura 68 - Influência das aberturas no peso da PX-01	111
Figura 69 - Análise do gráfico para a obtenção do coeficiente de arrasto na direção X	122
Figura 70 - Análise do gráfico para a obtenção do coeficiente de arrasto na direção Y	122
Figura 71 - Distância das paredes em Y até o centro geométrico.....	132
Figura 72 - Distância das paredes em X até o centro de rigidez	139
Figura 73 - Distância das paredes em Y até o centro de rigidez.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Requisitos mínimos conforme a aplicação	28
Tabela 2 - Propriedades para classes de blocos de alvenaria estrutural.....	28
Tabela 3 - Dimensões nominais para os blocos cerâmicos	29
Tabela 4 - Resistências à compressão indicadas para argamassa e graute em alvenaria cerâmica.....	32
Tabela 5 - Traços e indicações de uso da argamassa segundo a BS 5628	32
Tabela 6 - Identificação dos traços de argamassa	32
Tabela 7 - Indicações de uso de argamassa segundo a ASTM C 270	33
Tabela 8 - Proporções recomendadas para traços de graute	35
Tabela 9 - Tipos de ações.....	46
Tabela 10 - Coeficientes para redução de ações variáveis.....	47
Tabela 11 - Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações	47
Tabela 12 - Peso da alvenaria estrutural	48
Tabela 13 - Parâmetros meteorológicos.....	61
Tabela 14 - Classe de rugosidade dos terrenos	62
Tabela 15 - Classificação de edificações de acordo com suas dimensões	62
Tabela 16 - Valores mínimos para S_3	62
Tabela 17 - Propriedades da alvenaria	67
Tabela 18 - Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural.....	67
Tabela 19 - Coeficiente de ponderação para cada tipo de combinação	78
Tabela 20 - Valores máximos do índice de esbeltez	80
Tabela 21 - Valores da resistência característica ao cisalhamento.....	81
Tabela 22 - Valores característicos da resistência à tração na flexão.....	84
Tabela 23 - Propriedades geométricas dos grupos horizontais na direção X.....	105
Tabela 24 – Propriedades geométricas dos grupos horizontais na direção Y	105
Tabela 25 - Propriedades geométricas das paredes sem abas em Y	105
Tabela 26 - Propriedades geométricas das paredes sem abas em X	106
Tabela 27 - Cargas permanentes	108
Tabela 28 - Carregamentos variáveis.....	109
Tabela 29 - Dados iniciais das lajes circunvizinhas à PX-01	110
Tabela 30 - Cargas verticais totais nas paredes do pavimento tipo.....	112
Tabela 31 - Cargas verticais totais nas paredes do pavimento tipo abaixo da cobertura	113

Tabela 32 - Cargas verticais totais nas paredes da cobertura	114
Tabela 33 - Cargas verticais totais nas paredes do barrilete	114
Tabela 34 - Cargas verticais totais nas paredes do reservatório.....	114
Tabela 35 - Carga total do grupo 1 no pavimento tipo	115
Tabela 36 - Carga total nos grupos do reservatório	115
Tabela 37 - Carga total nos grupos do barrilete	116
Tabela 38 - Cargas totais nos grupos da cobertura.....	116
Tabela 39 - Cargas totais nos grupos do pavimento tipo abaixo da cobertura	116
Tabela 40 - Cargas totais nos grupos do pavimento tipo e carga total do empreendimento..	116
Tabela 41 - Influência da platibanda.....	117
Tabela 42 - Influência da cobertura (caixa de escada)	118
Tabela 43 - Influência do reservatório	118
Tabela 44 - Influência do barrilete	119
Tabela 45 - Acúmulo de cargas na edificação.....	119
Tabela 46 - Acúmulo de cargas por metro linear na edificação	119
Tabela 47 - Valores de S2 para cada pavimento	120
Tabela 48 - Velocidade característica para cada pavimento.....	121
Tabela 49 - Pressão dinâmica para cada pavimento	121
Tabela 50 - Coeficiente de arrasto na direção X.....	122
Tabela 51 - Coeficiente de arrasto na direção Y	123
Tabela 52 - Áreas frontais efetivas na direção X.....	123
Tabela 53 - Áreas frontais efetivas na direção Y	124
Tabela 54 - Força de arrasto por pavimento na direção X	124
Tabela 55 - Força de arrasto por pavimento na direção Y	124
Tabela 56 - Resumo dos esforços horizontais na direção X	125
Tabela 57 - Resumo dos esforços horizontais na direção Y	125
Tabela 58 - Dados iniciais do bloco cerâmico	126
Tabela 59 - Módulo de elasticidade longitudinal.....	126
Tabela 60 - Módulo de elasticidade transversal.....	126
Tabela 61 - Deslocamentos dos grupos horizontais na direção X	127
Tabela 62 - Deslocamentos dos grupos horizontais na direção Y	128
Tabela 63 - Rigidez individual e relativa dos grupos horizontais na direção X	128
Tabela 64 - Rigidez individual e relativa dos grupos horizontais na direção Y.....	129

Tabela 65 - Esforço cortante e momento fletor atuantes nos grupos horizontais da direção X	130
Tabela 66 - Esforço cortante e momento fletor atuantes nos grupos horizontais na direção Y	130
Tabela 67 - Deslocamentos das paredes sem abas em X	131
Tabela 68 - Deslocamentos das paredes sem abas em Y	131
Tabela 69 - Rigidezes das paredes sem abas em Y e a distância até o CG	134
Tabela 70 - Deslocamento do centro de rigidez em relação ao CG	134
Tabela 71 - Momento torsor em cada pavimento	135
Tabela 72 - Rigidez individual e distância até o centro de rigidez das paredes em X	135
Tabela 73 - Rigidez individual e distância até o centro de rigidez das paredes em Y	135
Tabela 74 - Força cortante por rotação nas paredes da direção Y	137
Tabela 75 - Força cortante por rotação nas paredes da direção Y (Continuação).....	137
Tabela 76 - Momento adicional por parede devido à torção.....	138
Tabela 77 - Tensão das cargas verticais permanentes	142
Tabela 78 - Tensão das cargas verticais variáveis.....	142
Tabela 79 - Tensão gerada pelo momento dos esforços de desaprumo	143
Tabela 80 - Tensão gerada pelo momento dos esforços devido ao vento	144
Tabela 81 - Combinações ELU para flexo-compressão.....	146
Tabela 82 - Resumo de f_{bk} por pavimento em MPa	147
Tabela 83 - Combinações ELU para flexo-tração.....	147
Tabela 84 - Valores característicos de resistência ao cisalhamento	150
Tabela 85 - Verificação ao cisalhamento	151
Tabela 86 - Verificação ao cisalhamento (Continuação).....	151
Tabela 87 - Influência da torção na verificação à flexo-compressão.....	153
Tabela 88 - Aumento percentual devido à torção na flexo-compressão	154
Tabela 89 - Influência da torção na verificação à flexo-tração	155
Tabela 90 - Aumento percentual devido à torção na flexo-tração	156
Tabela 91 - Verificação ao cisalhamento com a inclusão da torção.....	157
Tabela 92 - Verificação ao cisalhamento com a inclusão da torção (Continuação).....	158
Tabela 93 - Aumento percentual devido à torção no cisalhamento	158
Tabela 94 - Resumo das resistências características do edifício.....	160

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS.....	18
1.1.1	Objetivo geral	18
1.1.2	Objetivos específicos.....	18
1.2	LIMITAÇÕES	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1	DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	20
2.2	TERMOS E CONCEITOS	21
2.3	COMPONENTES E ELEMENTOS DO SISTEMA	23
2.3.1	Unidade.....	23
2.3.1.1	Bloco/Tijolo Cerâmico	24
2.3.2	Argamassa.....	29
2.3.3	Graute.....	33
2.3.4	Armaduras	35
2.4	MODULAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	37
2.4.1	Modulação Horizontal	38
2.4.2	Modulação Vertical.....	39
2.4.3	Amarração entre paredes	40
2.5	CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL	43
2.5.1	Tipos de sistemas estruturais.....	44
2.5.2	Ações.....	46
2.5.2.1	Ações Verticais	48
2.5.2.1.1	Interação entre paredes e uniformização das cargas.....	50
2.5.2.1.2	Métodos de distribuição	53
2.5.2.2	Ações horizontais	55
2.5.2.2.1	Desaprumo.....	56
2.5.2.2.2	Vento.....	57
2.5.2.2.3	Distribuição dos esforços horizontais.....	63
2.5.2.2.4	Torção	68
2.5.2.3	Combinação de Ações	73
2.5.3	Segurança das estruturas.....	74
2.5.3.1	Método das Tensões Admissíveis.....	75

2.5.3.2	Método dos Estados Limites	76
2.5.4	Dimensionamento	77
2.5.4.1	Compressão simples	78
2.5.4.2	Cisalhamento	81
2.5.4.3	Flexão simples para alvenaria não armada	83
2.5.4.4	Flexão Composta	85
2.5.4.4.1	Flexo-compressão em alvenaria não armada	85
2.5.4.4.2	Flexo-tração em alvenaria não armada	86
3	METODOLOGIA	87
3.1	APRESENTAÇÃO DO CASO	88
3.2	DEFINIÇÃO E POSICIONAMENTO DAS PAREDES ESTRUTURAIS	91
3.3	PLANTA DE FIADAS E PLANTA DE FORMA	95
3.4	PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO E PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS 102	
4	RESULTADOS.....	107
4.1	ANÁLISE ESTRUTURAL	107
4.1.1	Ações verticais.....	107
4.1.1.1	Cargas permanentes	107
4.1.1.2	Cargas Variáveis	109
4.1.1.3	Exemplo de cálculo	109
4.1.1.4	Resultantes e distribuição das ações verticais	115
4.1.2	Ações horizontais.....	120
4.1.2.1	Desaprumo.....	120
4.1.2.2	Ações do vento	120
4.1.2.3	Distribuição das ações horizontais	125
4.1.2.4	Esforços sem a consideração da torção	129
4.1.2.5	Esforços com a consideração da torção	130
4.2	DIMENSIONAMENTO	141
4.2.1	Flexão composta nas paredes	141
4.2.1.1	Verificação da flexo-compressão.....	141
4.2.1.2	Verificação da flexo-tração.....	147
4.2.2	Verificação ao cisalhamento	149
4.2.3	Verificação com a inclusão do efeito da torção	152
5	CONCLUSÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	159

6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162
----------	---	------------

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural tem se destacado como uma alternativa amplamente adotada na construção de edifícios de vários pavimentos, devido a diversas vantagens, como economia, flexibilidade e rapidez na construção. Nos últimos anos, houve significativos avanços nesse método construtivo, resultado de pesquisas, melhorias nos materiais utilizados, revisões das normas brasileiras e um maior acervo de literatura sobre o assunto, consolidando-o como o método de construção mais moderno e econômico. A alvenaria estrutural é um sistema construtivo no qual as próprias paredes da edificação desempenham o papel de suportar as cargas e transmiti-las diretamente às fundações ou estruturas de apoio, substituindo os pilares e vigas presentes em sistemas de concreto armado, aço ou madeira. Esse sistema é fundamentado na capacidade da alvenaria de resistir a fortes cargas de compressão e na minimização de tensões de tração, especialmente devido a momentos de flexão.

No entanto, um aspecto muito importante quanto ao sistema é pouco abordado na literatura nacional e internacional. Trata-se do surgimento da torção em edifícios de alvenaria estrutural com plantas assimétricas. Segundo Henry, Sinha e Davies (1981), os arranjos não simétricos dificultam o trabalho de cálculo e conduzem a distribuição indesejável de tensões. Esse ponto de vista é unânime na comunidade científica e por muitas vezes tomado como justificativa para evitar projetos assimétricos ou até mesmo desconsiderar os efeitos da torção. Dados esses imprevistos, não se sabe ao certo qual o impacto de considerar tal efeito para o dimensionamento.

Assim, por todas as vantagens associadas a esse sistema estrutural, pelo avanço das tecnologias, pela constante busca do mercado por maior qualidade e economia e para garantir uma maior liberdade arquitetônica de projetos, o presente trabalho irá estudar e calcular os esforços gerados pela torção em edifícios em alvenaria estrutural de pequeno porte, utilizando como referência um edifício de quatro pavimentos, revelando as suas influências no dimensionamento final.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Realizar a análise estrutural e o projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos construído com alvenaria estrutural composta por blocos vazados cerâmicos, estritamente de acordo com todas as diretrizes normativas estabelecidas. Adicionalmente, efetuar o cálculo das contribuições dos esforços cortantes e dos momentos adicionais gerados pelo efeito da torção, demonstrando a sua importância no dimensionamento final.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desse trabalho incluem:

- a) Comentar e analisar os principais aspectos qualitativos e quantitativos das normas mais recentes relacionadas à alvenaria estrutural;
- b) Definir o sistema estrutural que irá suportar os esforços horizontais e verticais;
- c) Determinar os esforços verticais e horizontais;
- d) Calcular os esforços gerados pela torção;
- e) Realizar o dimensionamento da estrutura sem considerar o efeito torsor;
- f) Realizar o dimensionamento da estrutura considerando o efeito torsor;
- g) Comparar os resultados obtidos e revelar a influência da torção.

Vale ressaltar que será demonstrado todos os procedimentos e critérios utilizados, a fim de servir como exemplo para calculistas e projetistas.

1.2 LIMITAÇÕES

Tendo em vista o foco apenas na influência da torção, o trabalho possui algumas limitações e informações que não foram aqui trabalhadas, quais sejam:

- a) A consideração de uma estrutura não aporticada para a análise estrutural;
- b) Não foi calculada a estabilidade global da edificação;
- c) A consideração de uma planta assimétrica em apenas uma direção não nos dá o potencial total da influência da torção no dimensionamento final;
- d) A consideração de um edifício de pequeno porte visando garantir a economia e racionalidade proposto pela alvenaria estrutural reduz, inevitavelmente, a contribuição dos esforços de torção;
- e) Elementos estruturais como vigas não serão calculadas;
- f) Não será realizado o dimensionamento para danos acidentais e o colapso progressivo, uma vez que a norma vigente não o trata como obrigatório;
- g) Desconsiderou-se a possibilidade de concentração de tensões nas paredes estruturais com interação com a estrutura de apoio;
- h) O projeto estrutural não será detalhado;
- i) A consideração de apenas um exemplo de cálculo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A alvenaria estrutural é definida como um método construtivo no qual os componentes responsáveis pela resistência estrutural são compostos de alvenaria e são planejados, dimensionados e preparados de maneira eficiente (Camacho, 2006). Nesse sistema, os blocos são utilizados como unidades modulares essenciais e, quando combinados com argamassa, constituem as paredes que desempenham um papel crítico na absorção de todos os esforços verticais e horizontais que atuam sobre a estrutura. A estabilidade é assegurada pela rigidez do edifício, resultante da ligação entre as paredes estruturais em ambas as principais direções onde as forças do vento atuam (Müller et al, 2018).

Por ter como uma de suas características fundamentais a racionalização, o planejamento de uma construção em alvenaria estrutural requer a execução de diversas fases, que abrangem desde a análise inicial até questões como a adaptação do projeto à modulação, a seleção do tipo de bloco utilizado, a escolha da laje, a definição da disposição das instalações, o detalhamento das paredes, a especificação dos acabamentos, das aberturas, a supervisão dos materiais e dos elementos estruturais, bem como a elaboração de um projeto executivo compatível. Essas etapas são de extrema relevância para o sistema estrutural em questão, tendo em vista que a ausência delas pode comprometer todo o conjunto e resultar em barreiras abrangentes durante a construção (Müller et al, 2018). Segundo a NBR 15270-1/2017 (Componentes cerâmicos, Parte I: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos), conceitua-se alvenaria racionalizada da seguinte forma: “alvenaria, participante ou não da estrutura, construída a partir de um projeto específico (projeto de produção) contendo compatibilização com instalações, coordenação modular e demais detalhes necessários para uma execução com o melhor aproveitamento dos recursos disponíveis.”

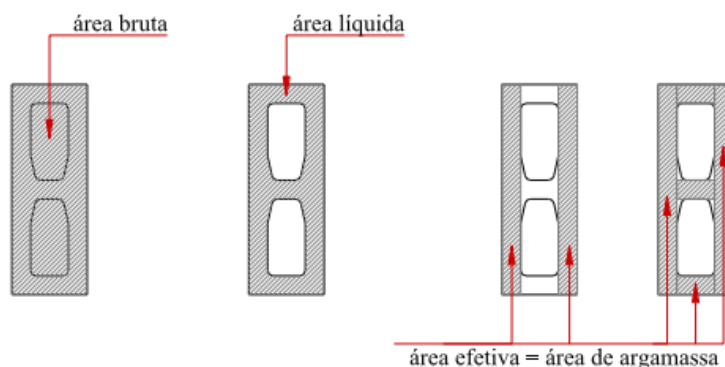
2.2 TERMOS E CONCEITOS

Para que se torne clara a leitura desse trabalho, são apresentadas a seguir algumas das definições mais importantes que envolvem o sistema de alvenaria estrutural, segundo a NBR 16868-1/2020 (Alvenaria Estrutural, Parte I: Projeto) e a NBR 15961-1/2011 (Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto, Parte I: Projeto):

- a) Elemento: “parte da estrutura suficientemente elaborada, constituída da reunião de dois ou mais componentes”;
- b) Elemento de Alvenaria Armado: “elemento de alvenaria no qual são utilizadas armaduras passivas que são necessárias para resistir aos esforços solicitantes”;
- c) Elemento de Alvenaria Não Armado: “elemento de alvenaria no qual não há armadura dimensionada para resistir aos esforços solicitantes”.
- d) Elemento de Alvenaria Protendido: “elemento de alvenaria no qual são utilizadas armaduras ativas”;
- e) Bloco: “componente básico da alvenaria com altura maior ou igual a 115 mm, podendo ser vazado, perfurado ou maciço”;
- f) Junta de Argamassa: “componente utilizado na ligação dos blocos ou dos tijolos”;
- g) Graute: “material cimentício fluido, utilizado para preenchimento de espaços vazios da alvenaria, com a finalidade de solidarizar armaduras à alvenaria ou aumentar a sua capacidade resistente”;
- h) Parede: “elemento laminar que resista predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal exceda cinco vezes a menor dimensão”;
- i) Parede Estrutural: “toda parede admitida como participante da estrutura”;

- j) Parede não Estrutural: “toda parede não admitida como participante da estrutura”;
- k) Cinta: “elemento estrutural armado apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes, vergas ou contravergas”;
- l) Coxim: “elemento estrutural não contínuo, apoiado na parede, para distribuir cargas concentradas”;
- m) Pilar: “elemento linear que resiste predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal não excede cinco vezes a menor dimensão”;
- n) Enrijecedor: “elemento vinculado a uma parede estrutural, com a finalidade de produzir um enrijecimento na direção perpendicular ao seu plano”;
- o) Viga: “elemento linear que resiste predominantemente à flexão e cujo vão seja maior ou igual a três vezes a altura da seção transversal”;
- p) Verga: “viga alojada sobre abertura de porta ou janela, com a função exclusiva de transmissão de cargas verticais para os apoios adjacentes à abertura”;
- q) Contraverga: “elemento estrutural armado colocado sob o vão de abertura, com a função de prevenir fissuração nos seus cantos”;
- r) Área Bruta: “área de um componente ou elemento, considerando-se as suas dimensões externas e desprezando-se a existência dos furos e vazados” (**Figura 1**);
- s) Área Líquida: “área de um componente ou elemento, com desconto das áreas dos furos e vazados” (**Figura 1**);
- t) Área Efetiva: “parte da área líquida de um componente ou elemento, sobre a qual efetivamente é disposta a argamassa adicionada à área grauteada” (**Figura 1**);

Figura 1 - Distinções de áreas no bloco de alvenaria estrutural



Fonte: Steinmetz (2018, p.24)

u) Bloco vazado: “componente de alvenaria cuja área líquida é igual ou inferior a 75 % da área bruta”; (NBR 6136/2016).

v) Diafragma: “elemento estrutural laminar admitido como rígido em seu próprio plano, sendo normalmente a laje de concreto armado que distribui as cargas horizontais para as paredes”.

2.3 COMPONENTES E ELEMENTOS DO SISTEMA

A fim que se torne possível a explicação dos principais componentes da alvenaria estrutural, faz-se mister a distinção entre os conceitos de “componentes” e “elementos”. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), o componente da alvenaria se define como a essência fundamental, ou seja, é algo que forma os elementos constituintes da estrutura. Os principais são: os blocos, ou unidades; a argamassa; o graute e a armadura. Por outro lado, os elementos são mais complexos e integram a união de dois ou mais componentes. As paredes, pilares, cintas e vergas são exemplos de elementos utilizados na alvenaria estrutural.

2.3.1 Unidade

As unidades, que englobam blocos e tijolos, desempenham um papel crucial na alvenaria estrutural, visto que são responsáveis por direcionar a resistência à compressão e estabelecer os critérios para a aplicação da técnica de coordenação modular nos planos de

construção (Camacho, 2006). Segundo Bastos (2021), tais componentes podem ser classificados quanto ao material, à forma e ao tipo de utilização:

- a) quanto ao material:
 - concreto (mais comum);
 - cerâmico;
 - sílico-calcário.
- b) quanto à forma:
 - maciço;
 - vazado.
- c) ao tipo:
 - vedação;
 - estrutural.

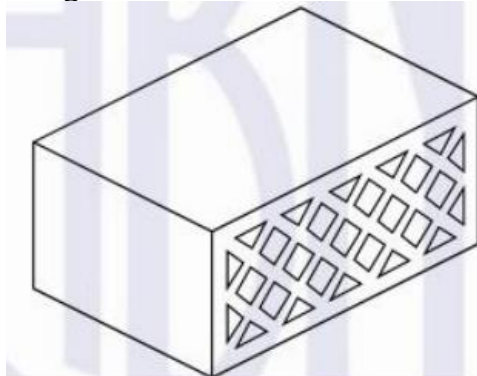
Para Camacho (2006), algumas propriedades inerentes às unidades são de extrema importância para as definições de projeto, quais sejam: resistência à compressão; estabilidade dimensional; vedação; absorção adequada; trabalhabilidade e modulação.

2.3.1.1 Bloco/Tijolo Cerâmico

Tendo em vista que a unidade utilizada no exemplo de dimensionamento do presente trabalho é de material cerâmico, será abordada aqui apenas a norma que define as suas propriedades, sendo ela a NBR 15270-1/2017. Para os blocos de concreto, é recomendado a consulta na NBR 6136/2016 (Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos). A princípio, é fundamental a apresentação e definição de alguns termos presentes na norma em questão:

- a) Bloco cerâmico alveolar: “componente de alvenaria cujos vazados são distribuídos em toda a sua face de assentamento, que não se enquadre nas demais classificações” (**Figura 2**);

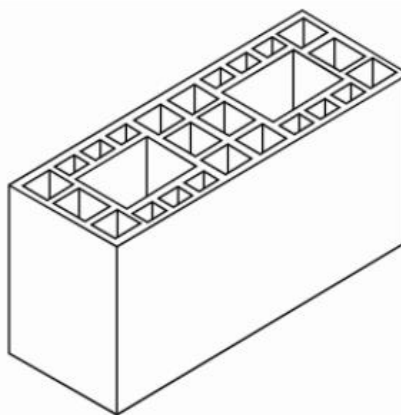
Figura 2 - Bloco cerâmico alveolar



Fonte: NBR 15270-1/2017

b) Bloco cerâmico de paredes vazadas: “componente de alvenaria com paredes vazadas” (**Figura 3**);

Figura 3 - Bloco cerâmico de paredes vazadas



Fonte: NBR 15270-1/2017

c) Bloco de alvenaria racionalizada: “componente de alvenaria, participante ou não da estrutura, que possui furos ou vazados prismáticos perpendiculares às faces que os contêm, produzido para ser assentado com furos ou vazados na vertical, com características e propriedades específicas para alvenaria racionalizada”;

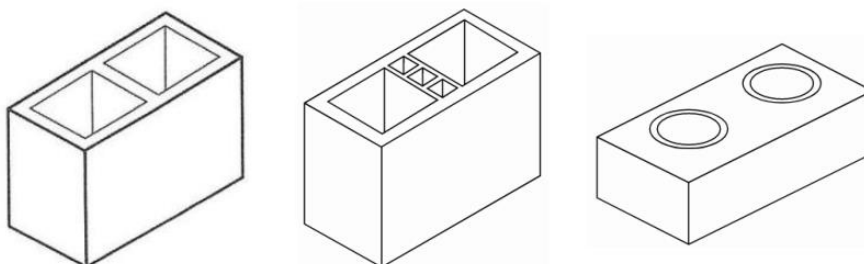
d) Bloco de amarração: “bloco com características que permitem a amarração das paredes entre si, respeitando a modulação”;

e) Bloco estrutural: “componente de alvenaria que possui furos ou vazados prismáticos, perpendiculares às faces que os contêm, produzido para ser assentado com

furos ou vazados na vertical, com características e propriedades específicas para alvenaria estrutural”;

f) Bloco/tijolo cerâmico com paredes maciças: “componente de alvenaria cujas paredes externas são maciças e as internas podem ser paredes maciças ou vazadas” (**Figura 4**);

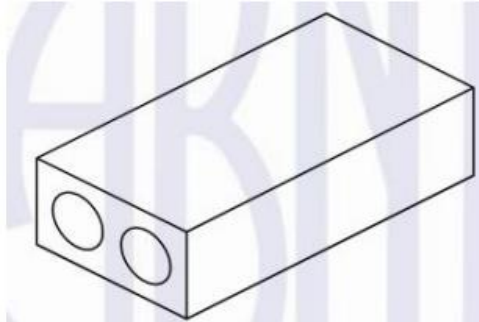
Figura 4 - Tipologias de blocos/tijolos cerâmicos com paredes maciças



Fonte: NBR 15270-1/2017

g) Bloco/tijolo de vedação: “componente de alvenaria não participante da estrutura, que possui furos ou vazados prismáticos perpendiculares às faces que os contêm” (**Figura 5**);

Figura 5 - Tijolo cerâmico de vedação



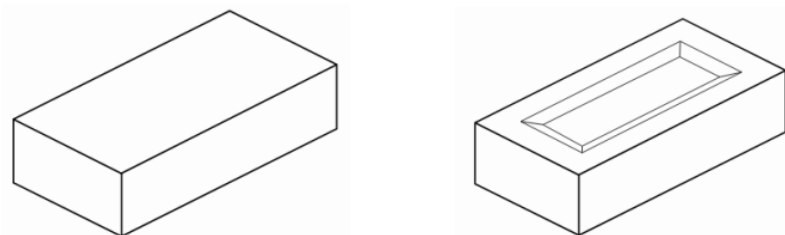
Fonte: NBR 15270-1/2017

h) Bloco/tijolo principal: “bloco ou tijolo mais usado na elevação das paredes, pertencente a uma família de blocos ou tijolos cerâmicos, cujo comprimento é um múltiplo do módulo dimensional M menos 1 cm”;

i) Família de blocos/tijolos cerâmicos: “conjunto de componentes necessários para a construção das alvenarias e suas amarrações, que tem como característica comum a mesma largura”;

j) Tijolo cerâmico maciço: “componente da alvenaria que possui todas as faces plenas de material, podendo apresentar rebaixos de fabricação em uma das faces de maior área. O tijolo cerâmico maciço fabricado por extrusão normalmente é conhecido como tijolo laminado, aparente ou à vista. O tijolo cerâmico maciço fabricado por prensagem normalmente é conhecido como tijolo prensado” (**Figura 6**);

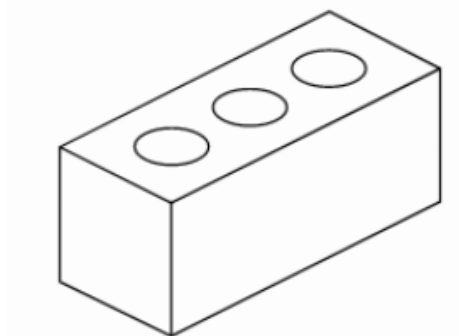
Figura 6 - Tijolos cerâmicos sem e com rebaixo



Fonte: NBR 15270-1/2017

k) Tijolo cerâmico perfurado: “componente da alvenaria cujos furos verticais são distribuídos em toda a sua face de assentamento, com porcentagem de vazios menor ou igual a 25 %” (**Figura 7** - Tijolo cerâmico perfurado com furos na vertical).

Figura 7 - Tijolo cerâmico perfurado com furos na vertical



Fonte: NBR 15270-1/2017

A norma distingue a aplicação dos blocos com as iniciais “VED” para vedação e “EST” para estruturais. Além disso, em sua comercialização, a indicação de sua resistência característica mínima em kgf/cm^2 é representada após as iniciais, exemplificada a seguir: VED30 ou EST80. A utilização do tipo de bloco e a sua largura mínima dependem das dimensões da edificação, retratado na **Tabela 1**.

Tabela 1 - Requisitos mínimos conforme a aplicação

Classe	Aplicação				
	Tipo de construção				
	Vedação		Estrutural		
	Geral	Racionalizada	Um único pavimento	Até dois pavimentos	Acima de dois pavimentos
VED	X	X			
EST	X	X	X	X	
Largura mínima do bloco e tijolo	Todas as larguras são aplicáveis. Blocos e tijolos com largura de 70 mm, admitidos, excepcionalmente, somente em funções secundárias (como em <i>shafts</i> ou pequenos enchimentos) e respaldados por projeto com identificação do responsável técnico.		90 mm	115 mm	140 mm

Fonte: Tabela 1 da NBR 15270-1/2017

Ademais, a norma apresenta a resistência mínima, a geometria e propriedades como a absorção de água de acordo com a classe de bloco. A **Tabela 2** representa um exemplo retirado da NBR 15270-1 que será utilizado no modelo de cálculo desse trabalho.

Tabela 2 - Propriedades para classes de blocos de alvenaria estrutural

Bloco para alvenaria racionalizada em parede vazada com vazados verticais				
Classe	f_{bk} mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria	
				
			Espessura mínima das paredes do bloco mm	
			Externa	Interna
EST40	4,0	8 a 21	7	6
EST60	6,0		8	7
EST80	8,0			
EST100	10,0			
EST120	12,0			
EST140	14,0			

Fonte: Tabela 2 da NBR 15270-1/2017

É válido salientar que a norma especifica uma resistência mínima à compressão do bloco (f_{bk}) de 4,0 MPa (referente à área bruta). No entanto, de acordo com Parsekian e Soares (2010) apud Bastos (2021), para alvenarias aparentes, é recomendado a utilização de blocos com uma resistência superior a 10 MPa. Por fim, a norma indica que a geometria do bloco de

alvenaria estrutural deve ser semelhante à forma de uma prisma reto e as suas dimensões modulares e nominais estão simbolizadas na **Tabela 3**.

Tabela 3 - Dimensões nominais para os blocos cerâmicos

Dimensões modulares $L \times H \times C$ Módulo dimensional $M = 10 \text{ cm}$	Dimensões nominais cm					
	Largura L	Altura H	Comprimento C			
			Bloco principal	1/2 Bloco	Bloco L amarração	Bloco T amarração
$(5/4) M \times (5/4) M \times (5/2) M$	11,5	11,5	24	11,5	—	36,5
$(5/4) M \times (2) M \times (5/2) M$		19	24	11,5	—	36,5
$(5/4) M \times (2) M \times (3) M$			29	14	26,5	41,5
$(5/4) M \times (2) M \times (4) M$			39	19	31,5	51,5
			59	29	—	—
$(3/2) M \times (2) M \times (3) M$	14	19	29	14	—	44
$(3/2) M \times (2) M \times (4) M$			39	19	34	54
			59	29	—	—
$(2) M \times (2) M \times (3) M$	19	19	29	14	34	49
$(2) M \times (2) M \times (4) M$			39	19	—	59
			59	29	—	—

Legenda
 Bloco L é o bloco para amarração em paredes em L
 Bloco T é o bloco para amarração em paredes em T
 NOTA 1 Os blocos com largura de 7,0 cm e altura de 19 cm são admitidos, excepcionalmente, somente em funções secundárias (como em *shafts* ou pequenos enchimentos) e respaldados por projeto com identificação do responsável técnico.
 NOTA 2 Dimensões nominais ou de fabricação diferentes das anteriores podem ser criadas, respeitando a dimensão modular igual a um dos valores indicados somados a 1 cm.

Fonte: Tabela 4 da NBR 15270-1/2017

2.3.2 Argamassa

A argamassa é, fundamentalmente, uma mistura de cimento, agregado miúdo, água e cal. No entanto, podem incorporar à sua constituição aditivos capazes de aprimorar características específicas como a retenção de água, resistência e/ou a trabalhabilidade (Camacho, 2006). A argamassa de assentamento desempenha funções essenciais, que incluem a consolidação das unidades, a distribuição uniforme de tensões entre os elementos da alvenaria, a capacidade de absorver pequenas deformações e a prevenção da infiltração de água e vento nas construções (Ramalho e Corrêa, 2003).

Além disso, a capacidade de resistência à compressão da alvenaria é uma resultante da sinergia entre a resistência da argamassa localizada nas juntas e a dos blocos que a compõem.

Segundo Camacho (2006), são três os tipos de ruptura à compressão mais comuns na alvenaria:

a) Ruptura dos blocos: é comum que se evidencie através da ocorrência de uma fissura vertical que percorre os blocos e as junções de argamassa;

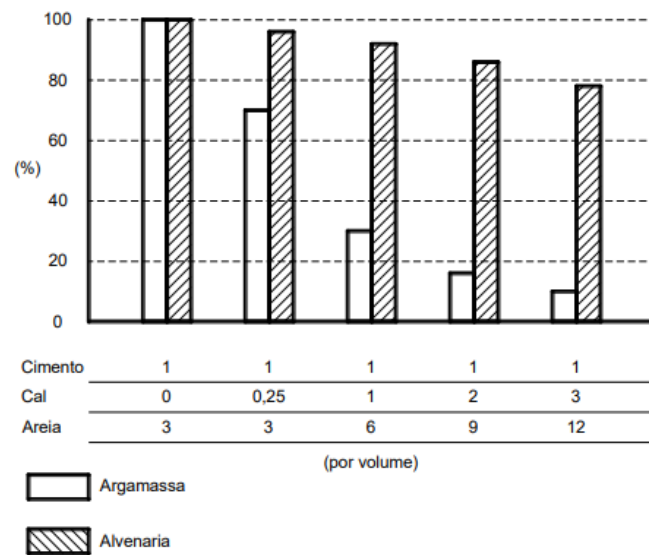
b) Ruptura da argamassa: acontece quando as junções são esmagadas, sendo comum notar a desintegração da argamassa que as preenche;

c) Ruptura do conjunto: esta é a condição preferível, na qual a falha ocorre com o aparecimento de uma fissura vertical na estrutura, precedida por sinais de falha conjunta na argamassa.

Portanto, a sinergia desejável entre os blocos e as argamassas é aquela que, em testes laboratoriais, resulta em uma falha simultânea de todo o sistema, ou seja, das juntas e dos blocos ao mesmo tempo.

Dado certos intervalos, a resistência da argamassa à compressão não é relevante para a resistência das paredes a essa solicitação. Conforme afirma Bastos (2021): “uma argamassa “forte” não produz necessariamente uma alvenaria “forte”.” No entanto, essa resistência se torna importante se atingir valores menores que 30 a 40% da resistência do bloco. Outrossim, o aumento de resistência da argamassa não provoca aumentos substanciais na resistência da alvenaria (Curtin et al, 1982), ilustrado pela **Figura 8**.

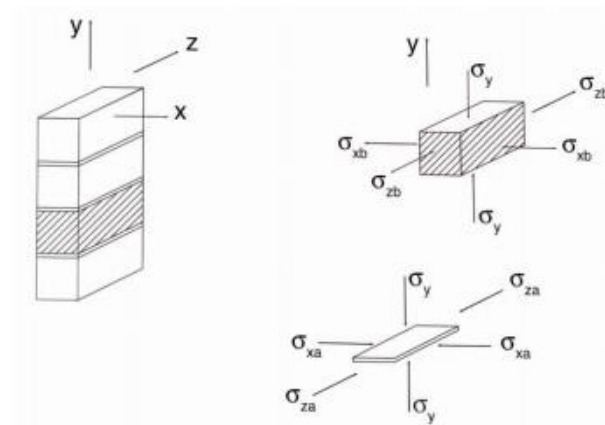
Figura 8 - Influência da resistência da argamassa sobre a resistência da parede à compressão



Fonte: Curtin et al (1982)

Tal fenômeno é esclarecido pelo efeito de confinamento da argamassa pelos blocos, a qual sofre compressão total e está sujeita a um estado de tensões triaxial (**Figura 9**). Quando a argamassa apresenta menor resistência à compressão do que o bloco, seu módulo de elasticidade é inferior ao do bloco. Ao ser comprimida, sofre deformação e tende a expandir as dimensões horizontais da junta (efeito Poisson). Todavia, a maior parte dessa deformação na argamassa é contida devido à aderência com as superfícies internas do bloco, resultando assim no seu confinamento (Bastos, 2021).

Figura 9 - Estado triaxial de tensões atuantes no bloco e argamassa



Fonte: Ramalho e Corrêa (2007)

Gomes (1983), por meio de pesquisas empíricas, conclui que, para blocos de concreto, a argamassa de assentamento deve ter uma resistência à compressão variando entre 70 e 100% da resistência do bloco. Já para blocos cerâmicos, é indicado que a argamassa possua uma

resistência próxima de 70% da resistência do bloco na área bruta (Parsekian e Soares, 2010). As relações entre a resistência do bloco e da argamassa estão explicitadas na **Tabela 4**.

Tabela 4 - Resistências à compressão indicadas para argamassa e graute em alvenaria cerâmica

Bloco f_{bk} (MPa)	Argamassa – f_{ak} (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
f_{bk} = resistência característica do bloco à compressão f_{ak} = resistência característica da argamassa à compressão f_{gk} = resistência característica do graute à compressão				

Fonte: Parsekian e Soares (2010)

Quanto à espessura da junta horizontal de argamassa, a NBR 16868-1 (item 10.2.4) recomenda: “A menos que explicitamente especificado no projeto, a espessura das juntas de assentamento deve ser considerada igual a 10 mm.” Tal valor previne o contato entre os blocos, evitando a concentração de tensões, bem como garante o confinamento ideal da argamassa, assegurando a resistência da parede à compressão.

Por outro lado, a norma brasileira não fornece traços de argamassa nem indicações de aplicação. Dessa forma, é válido a consideração dos dados presentes na norma americana ASTM C 270 (Mortar for unit masonry) e a na norma inglesa BS 5628 (Parsekian e Soares, 2010), como pode ser visualizado na **Tabela 5**, na **Tabela 6** e na **Tabela 7**. **Tabela 5** - Traços e indicações de uso da argamassa

Tabela 5 - Traços e indicações de uso da argamassa segundo a BS 5628

cimento:cal:areia	$f_{a,m}$ (MPa)	Aplicação
1: 0,25: 3	17	Traço muito forte, suscetível a fissuras
1: 0,5: 4,5	12	Traço forte, para alvenaria aparente, enterrada, sujeita a ações laterais (muros de arrimo, reservatórios)
1: 1: 5 a 6	5	Traço para edificações de baixa altura com alvenaria revestida
1: 2: 8 a 9	2,5	Traço para alvenaria de vedação
$f_{a,m}$ = resistência média da argamassa à compressão		

Fonte: Parsekian e Soares (2010)

Tabela 6 - Identificação dos traços de argamassa

Argamassa	cimento:cal:areia
M	1 : 0,25 : 3,5
S	1 : 0,5 : 4,5
N	1 : 1 : 6
O	1 : 2 : 9

Fonte: ASTM C 270

Tabela 7 - Indicações de uso de argamassa segundo a ASTM C 270

Argamassa	Indicação
M	Alvenaria sujeita a altas forças de compressão, ação severa do frio, altas forças laterais de pressão do solo, vento, terremotos, estruturas de fundação, alicerce, poço, muros de arrimo.
S	Estruturas que requerem alta resistência de aderência à flexão, e sujeitas a cargas laterais e de compressão.
N	Uso geral nas alvenarias acima. Base de residências, paredes internas. Porão.
O	Paredes de vedação.

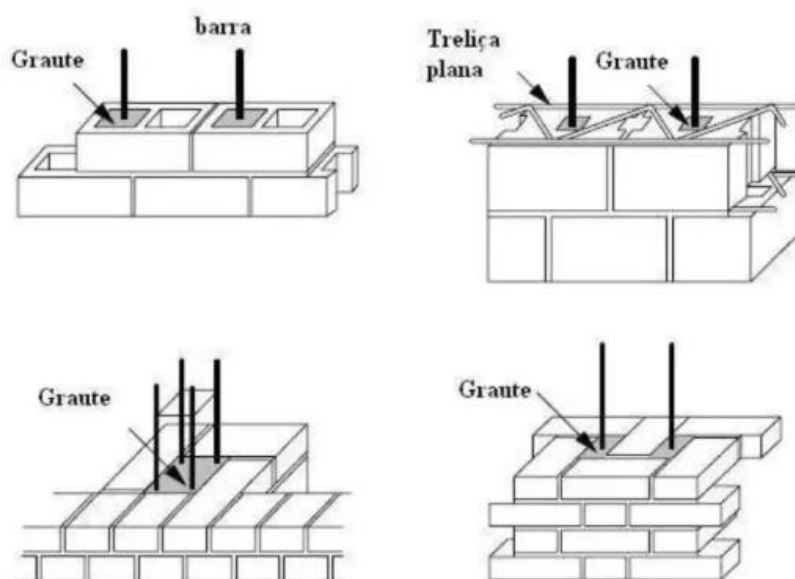
Fonte: ASTM C 270

2.3.3 Graute

O graute é uma composição de concreto com agregados de pequeno porte e certa fluidez, ocasionalmente utilizado para preencher os vazios entre os blocos (**Figura 10**). Sua função primordial é expandir a área da seção transversal das unidades ou consolidar os blocos em união com quaisquer armaduras que estejam posicionadas em seus interstícios. Isso tem o propósito de reforçar a capacidade de suportar cargas de compressão da alvenaria ou permitir que as armaduras instaladas resistam às tensões de tração não resistidas pela própria alvenaria.

Considera-se que o conjunto formado por bloco, graute e, quando aplicável, armadura, funcione de maneira integrada, de modo análogo ao que ocorre no concreto armado. Para isso, faz-se mister que o graute envolva completamente as armaduras, aderindo tanto a elas quanto aos blocos, com o intuito de formar uma única estrutura coesa (Ramalho e Corrêa, 2003).

Figura 10 - Situações de aplicação de graute na alvenaria



Fonte: Chale de Madeira – Casas e Chales Pré-Fabricados (2022)

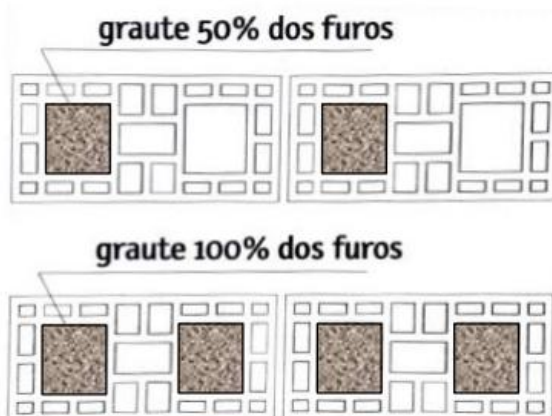
Consoante a Sánchez (2013), as principais características/propriedades que o graute deve possuir em seu estado fresco e endurecido são:

- a) Resistência à compressão: em conjunto com as propriedades mecânicas dos blocos e da argamassa, isso determinará as propriedades de resistência à compressão da alvenaria;
- b) Consistência: a mistura deve apresentar coesão e fluidez suficiente para o preenchimento total dos furos dos blocos;
- c) Retração: seu controle é fundamental para evitar a separação entre o graute e as paredes internas dos blocos.

A NBR 15961-1 (2011) estabelece que a influência do graute na resistência da alvenaria deve ser investigada em condições laboratoriais que simulem as situações reais em uma obra. Essa influência deve ser avaliada por meio de testes de compressão realizados em prismas, pequenas paredes ou paredes. Para elementos de alvenaria reforçada, a norma estipula um valor mínimo de resistência característica $f_{gk}=15$ MPa. Além disso, é aconselhável adotar uma resistência do graute igual à resistência do bloco, considerando sua área líquida, respeitando o valor mínimo estipulado (Drysdale et al, 2014). Conforme a recomendação de Parsekian e Soares (2010), na ausência de dados de ensaios, sugere-se um

incremento de 30% na resistência à compressão da parede quando os blocos cerâmicos possuem graute em cada dois furos, e um incremento de 60% quando todos os furos dos blocos são preenchidos com graute (**Figura 11**).

Figura 11 - Grauteamento parcial e total dos furos



Fonte: Bastos (2021, p.74)

Quanto à composição do graute, esta deve ser ajustada de forma a atender aos requisitos físicos e mecânicos necessários para o desempenho estrutural adequado da parede, sendo recomendável a realização de ensaios em prismas para todas as obras. No entanto, em situações de baixas cargas, a utilização de traços convencionais, conforme indicado na **Tabela 8**, é apropriada. Os dados presentes abaixo são baseados em normas americanas como a UBC (“Uniform Building Code”) posto que a NBR 16868 não fornece traços para o graute.

Tabela 8 - Proporções recomendadas para traços de graute

Tipo	Materiais Constituintes em Volume		
	Cimento	Areia	Pedrisco
Sem pedrisco (Graute Fino)	1	3 a 4	-
Com pedrisco (Graute grosso)	1	2 a 3	1 a 2

Fonte: Adaptado de Sánchez (2013) apud Steinmetz (2018)

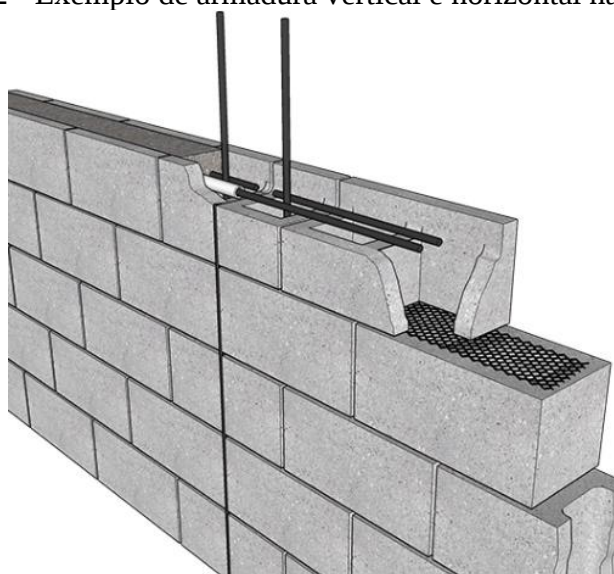
2.3.4 Armaduras

As armaduras empregadas nas construções de alvenaria são as mesmas utilizadas em estruturas de concreto armado. No entanto, essas barras devem ser sempre envolvidas por

graute, assegurando sua integração com os demais componentes da estrutura e protegendo-as contra a corrosão. Uma exceção é aplicada para as armaduras posicionadas nas juntas da argamassa de assentamento, tendo essas que possuir, obrigatoriamente, um diâmetro mínimo de 3,8 mm e não ultrapassar metade da espessura da junta (Ramalho e Corrêa, 2003).

Possuem, essencialmente, a função de absorver esforços de tração e/ou compressão e de cobrir necessidades construtivas, como a conexão de paredes e o controle da fissuração oriunda das deformações por retração, térmicas ou cargas concentradas (Camacho, 2006). As armaduras construtivas verticais costumam ser posicionadas em ambos os lados de aberturas, nos cantos das paredes e em pontos de interseção, assim como nas extremidades não suportadas. Por outro lado, as armaduras construtivas horizontais são instaladas na parte superior e inferior de aberturas (vergas e contravergas), ao nível das lajes, nas cintas e no topo dos parapeitos (Reboredo, 2013). Na forma de vergalhões, os aços utilizados são descritos pela NBR 7480/2023 (Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos), sendo eles o CA-25, 50 e 60.

Figura 12 - Exemplo de armadura vertical e horizontal na alvenaria



Fonte: Ecivilnet (2023)

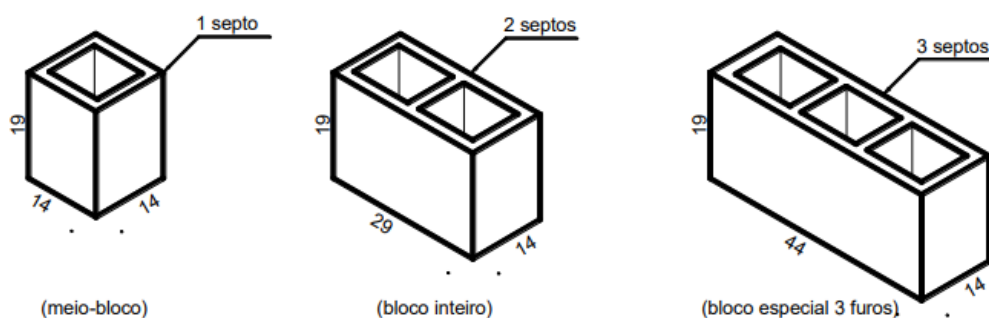
2.4 MODULAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

O módulo (M) é definido pela NBR 15873/2010 (Coordenação modular para edificações) como a distância entre dois planos consecutivos do sistema que origina o reticulado espacial modular de referência. Dessa forma, as dimensões da unidade adotada em projeto ditarão o comportamento do sistema. A modulação horizontal é regida pelo comprimento e pela largura do bloco, enquanto a modulação vertical é regida pela altura. Assim, o processo de modularização de um projeto arquitetônico implica na adequação das dimensões do arranjo tanto na planta quanto na vertical (altura do pé-direito da edificação), levando em consideração as dimensões das unidades de alvenaria (Bastos, 2021).

Nesse contexto, torna-se evidente a importância de que o comprimento e a largura dos blocos sejam idênticos ou múltiplos, permitindo a adoção de um único módulo na planta. Quando essa condição é atendida, a interligação das paredes se torna consideravelmente mais simples, resultando em uma otimização significativa do sistema construtivo. No entanto, na falta de racionalização, será necessário recorrer a unidades especiais para garantir a correta conexão das paredes, o que pode acarretar implicações desfavoráveis para o arranjo estrutural (Ramalho e Corrêa, 2003).

São diversos os tipos de blocos que podem ser utilizados em uma edificação em alvenaria estrutural. Blocos maciços ou vazados, de concreto ou cerâmicos, possuem suas dimensões usuais apresentadas, respectivamente, na NBR 6136 e na NBR 15270. Para exemplificação, a **Figura 13** apresenta blocos correspondentes à modulação longitudinal de 15 cm (módulo M-15), na qual o bloco padrão (inteiro) possui as seguintes dimensões: 14x19x29 (largura x altura x comprimento). Os demais blocos presentes nessa modulação são utilizados em situações específicas e apresentam variações apenas no comprimento, sendo essas acréscimos ou decréscimos do módulo.

Figura 13 - Blocos da família 14 para o módulo M-15



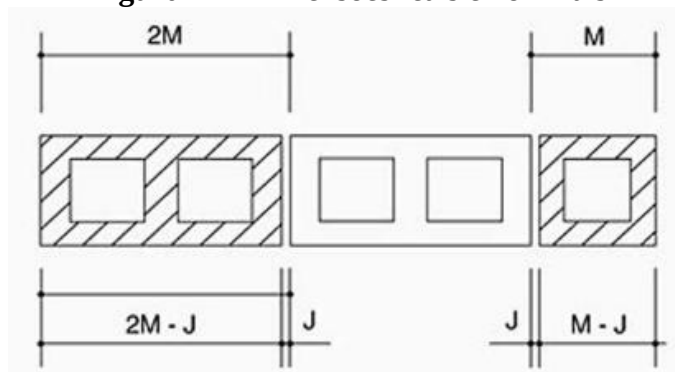
Fonte: Bastos (2021, p.30)

Ao selecionar os blocos para utilização em uma construção, é mais significativo do que a definição do módulo avaliar a disponibilidade de fornecedores localizados nas proximidades do local da obra. Além da qualidade dos blocos e da capacidade de suprimento, é igualmente relevante verificar se o fabricante oferece todas as variações da família de blocos escolhida (Bastos, 2021).

2.4.1 Modulação Horizontal

Quando se decide utilizar um módulo específico, denominado M neste contexto, esse módulo se refere ao comprimento efetivo do bloco acrescido da medida da espessura de uma junta (as mais comuns possuem 1 cm), designada como J (Ramalho e Corrêa, 2003). Ou seja, para a modulação de 15 cm, o bloco inteiro possui um comprimento real de $2M - J$ e o meio bloco um comprimento real de $M - J$ (**Figura 14**).

Figura 14 - Dimensões reais e nominais

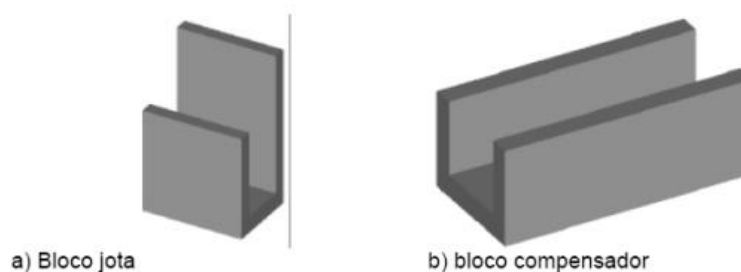


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.17)

2.4.2 Modulação Vertical

A modulação vertical é realizada com a utilização de blocos especiais denominados canaletas e compensadores. As canaletas possuem o formato de “J” e os compensadores o formato de “U” (**Figura 15**) e são adotados dependendo da posição em que a parede está inserida. Para paredes internas, utilizam-se os compensadores para apoio das lajes. Já para as paredes externas, utilizam-se as canaletas para o encaixe apropriado das lajes nas extremidades.

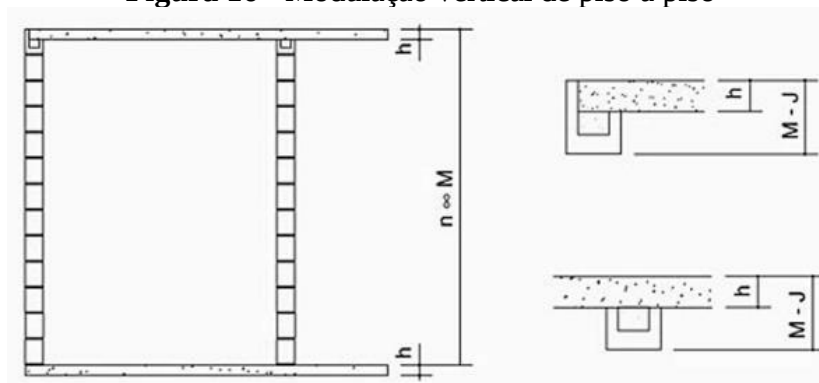
Figura 15 - Blocos especiais utilizados na modulação vertical



Fonte: Ramalho e Corrêa (2007)

Conforme enunciado por Ramalho e Corrêa (2003), existem duas maneiras de se adequar à modulação vertical, sendo elas: de piso a teto e de piso a piso. Para a modulação de piso a piso, utilizada no exemplo de dimensionamento desse trabalho, é necessário o ajuste da menor lateral da canaleta J na última fiada para acomodar a espessura da laje (**Figura 16**).

Figura 16 - Modulação vertical de piso a piso

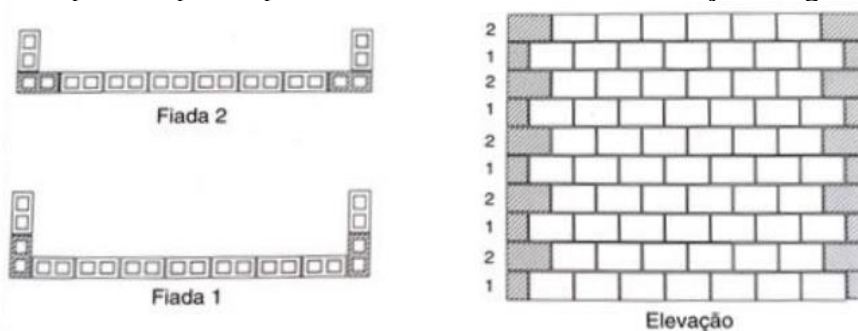


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.23)

2.4.3 Amarração entre paredes

Na concepção das fiadas de blocos, é fundamental evitar ao máximo a formação de juntas verticais alinhadas (juntas a prumo) ao longo de uma mesma linha reta. Conforme pode ser visto na **Figura 17**, o ideal é que as juntas verticais sejam deslocadas por uma distância equivalente ao módulo, referido aqui como M. Normalmente, o projeto envolve o desenho do posicionamento dos blocos na primeira fiada, que é replicado nas fiadas ímpares, e da segunda fiada, que é replicado nas fiadas pares (Bastos, 2021).

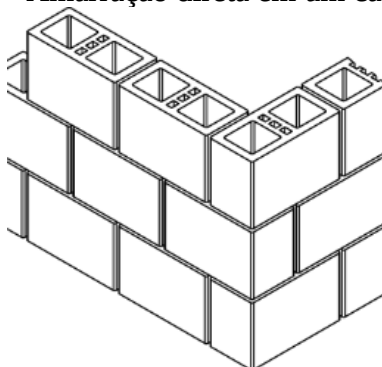
Figura 17 - Fiada par e ímpar de parede com deslocamento entre as juntas igual ao módulo M



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.18)

Ainda segundo Bastos (2021), no planejamento modular da planta, sempre que viável, busca-se conectar duas ou mais paredes contíguas através de uma amarração direta (**Figura 18**), que é a alternância entrosada das fiadas. Isso promove a interação entre as paredes, permitindo que a carga de uma parede seja distribuída às paredes adjacentes conectadas a ela. Essa interação tende a uniformizar as tensões ao longo da altura do edifício, resultando em benefícios estruturais e econômicos significativos.

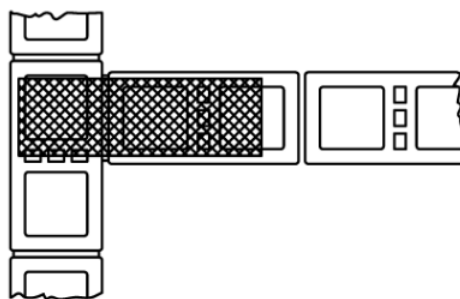
Figura 18 - Amarração direta em um canto de parede



Fonte: Sanchez (2023)

Uma alternativa à amarração direta é a amarração indireta (**Figura 19**), onde os blocos das fiadas ímpares não se conectam com os blocos das fiadas pares, resultando em juntas verticais alinhadas. A amarração indireta não favorece a interação ideal entre as paredes, reduzindo a tendência de uniformização das tensões. Portanto, a amarração indireta não contribui para o reforço da estrutura e deve ser evitada, especialmente em edifícios de vários pavimentos (Bastos, 2021)

Figura 19 - Amarração indireta com utilização de tela para armação das juntas de argamassa

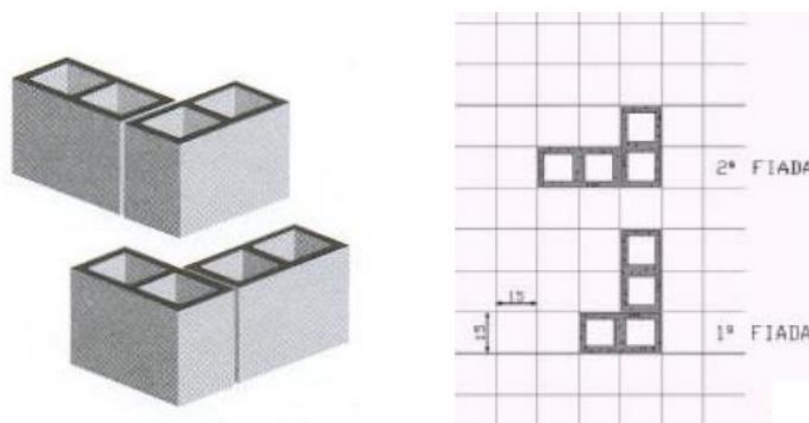


Fonte: Sanchez (2023)

Ademais, é essencial ressaltar que as paredes verticais dos blocos devem se apoiar nas paredes verticais dos blocos da fiada inferior para permitir a transferência de cargas verticais entre as fiadas. Isso requer uma correspondência perfeita entre as paredes internas dos blocos e os furos ao longo das fiadas (Bastos, 2021).

Por fim, é imprescindível reconhecer em quais situações será necessário a utilização do meio-bloco e do bloco e meio, mostrado na **Figura 13**. Para a modulação 15x30, adotada no exemplo de dimensionamento, utiliza-se o bloco padrão (inteiro) para todas as amarrações em “L” entre as paredes (**Figura 20**).

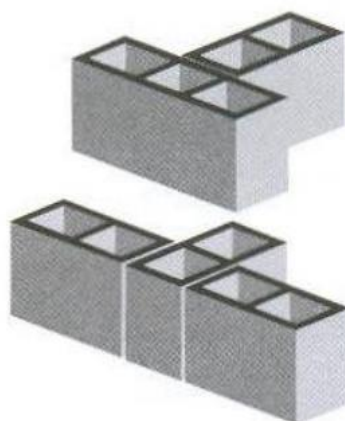
Figura 20 - Posicionamento das fiadas na amarração em L



Fonte: Ramalho e Corrêa (2007)

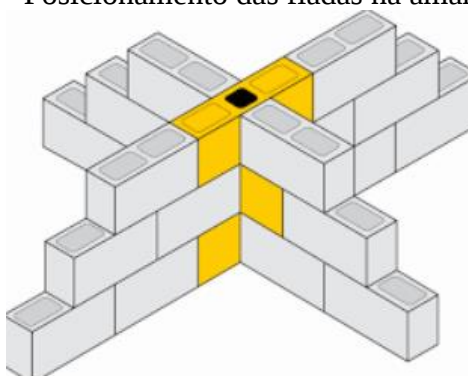
Já para encontros de paredes em “T” (**Figura 21**) e em “X” (**Figura 22**), é preciso adotar o bloco e meio para garantir a amarração direta.

Figura 21 - Posicionamento das fiadas na amarração em T



Fonte: Ramalho e Corrêa (2007)

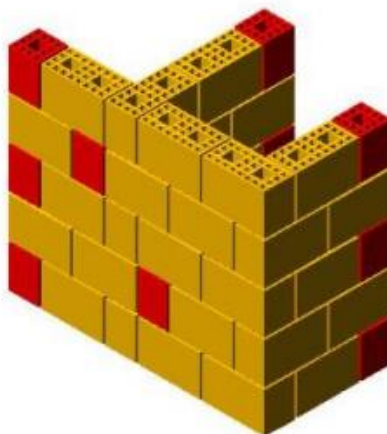
Figura 22 - Posicionamento das fiadas na amarração em X



Fonte: Blocos Oriente

Em conclusão, o meio bloco (**Figura 23**) é utilizado em plantas que não conseguiram atender 100% a modulação prevista, resultando em espaços vazios que necessitam de compensação. Outrossim, é adotado quando se pretende gerar uma junta a prumo para o encaixe de aberturas como portas ou janelas.

Figura 23 - Formação de uma junta a prumo com a utilização do meio bloco



Fonte: Andolfato (2014)

2.5 CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

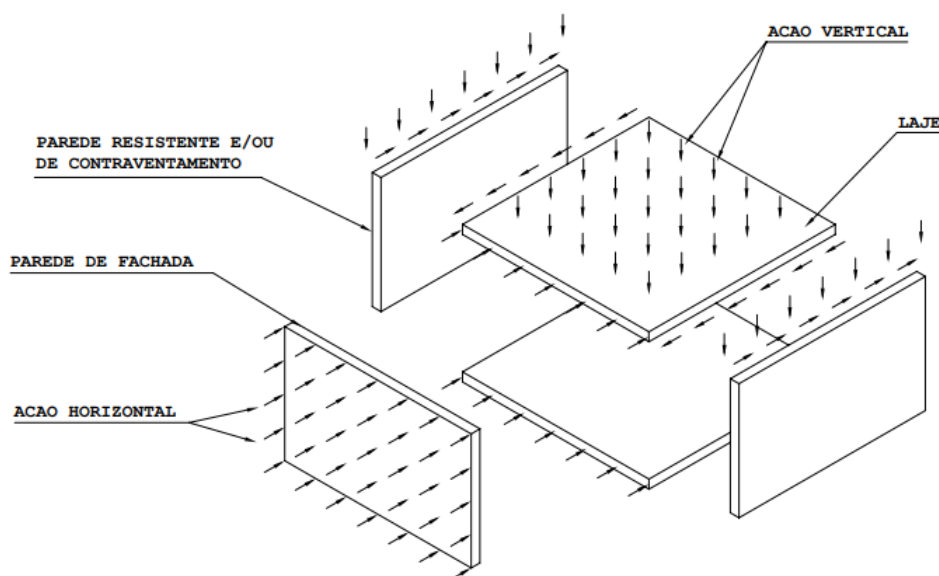
A etapa de concepção estrutural envolve a identificação, com base em um layout inicial, das paredes que terão papel estrutural e daquelas que não terão, particularmente no que se refere à capacidade de suportar cargas verticais. Diversos fatores podem influenciar essa decisão, tais como o uso pretendido do edifício e a simetria da estrutura. A coletividade de paredes que desempenham funções de sustentação é conhecida como sistema estrutural (Ramalho e Corrêa, 2003).

De acordo com Camacho (2006), as paredes resistentes, em conjunto com as lajes, constituem um sistema estrutural de tipo caixa (**Figura 24**), sujeito a forças verticais (cargas permanentes e acidentais) e horizontais (forças de vento e desaprumo). As forças verticais podem agir diretamente sobre as paredes resistentes ou sobre as lajes, que funcionam como placas e transferem essas forças para as paredes resistentes, que, por sua vez, as encaminham às fundações. As forças horizontais, quando atuam ao longo de uma parede externa, são

transmitidas às lajes, que operam como diafragmas rígidos e as repassam para as paredes paralelas à direção dessas forças.

Essas paredes são conhecidas como paredes de contraventamento e têm a função de direcionar as forças horizontais para as fundações. Para que isso ocorra de maneira eficaz, é essencial que a conexão entre a laje e a parede seja capaz de resistir às forças de cisalhamento que surgem nessa interface. Nas paredes que não desempenham o papel de contraventamento, deve ser prevista uma conexão entre a laje e a parede que permita o deslocamento relativo entre esses dois elementos.

Figura 24 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa



Fonte: Camacho (2006, p.22)

A análise estrutural, por sua vez, engloba a identificação de todas as forças que atuarão sobre a estrutura durante sua vida útil, a avaliação da resposta da estrutura a essas forças e o processo de cálculo em si. O objetivo desse processo é determinar com precisão as forças e os deslocamentos que se manifestam na estrutura (Camacho 2006).

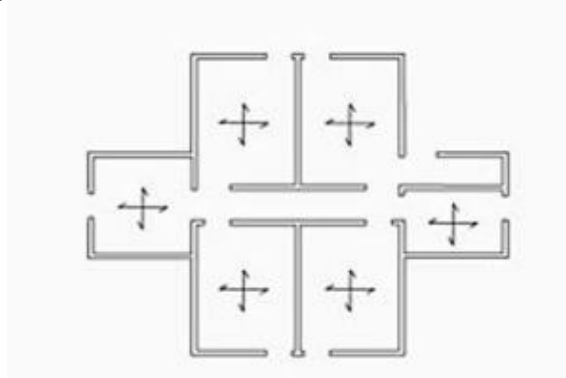
2.5.1 Tipos de sistemas estruturais

Os sistemas estruturais podem ser categorizados em diversos tipos significativos. De acordo com Hendry (1981), que desenvolveu uma classificação amplamente reconhecida,

esses sistemas podem ser denominados com base na disposição das paredes estruturais conforme descrito nos próximos itens.

a) Paredes celulares: esse sistema é apropriado para edifícios com plantas de formato mais convencional, onde todas as paredes desempenham um papel estrutural. As lajes podem ser reforçadas em ambas as direções, uma vez que podem ser apoiadas em todo o seu perímetro (**Figura 25**). Esse sistema é frequentemente empregado em edifícios residenciais de uso geral. Devido à sua capacidade de conferir maior rigidez à estrutura como um todo, o sistema de paredes celulares é altamente recomendado sempre que viável.

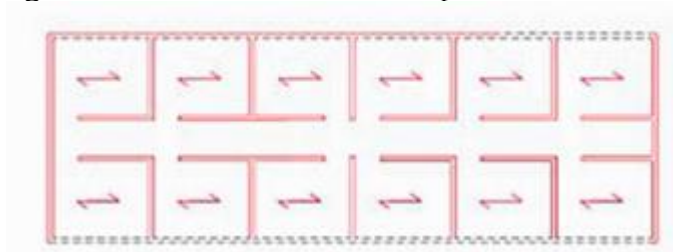
Figura 25 - Sistema estrutural em paredes celulares



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.26)

b) Paredes transversais: esse sistema é aplicável em edifícios com plantas retangulares e alongadas. As paredes exteriores ao longo do maior comprimento não possuem função estrutural, o que possibilita a instalação de grandes janelas. As lajes são reforçadas em apenas uma direção, de modo a apoiarem-se sobre as paredes que exercem função estrutural (**Figura 26**).

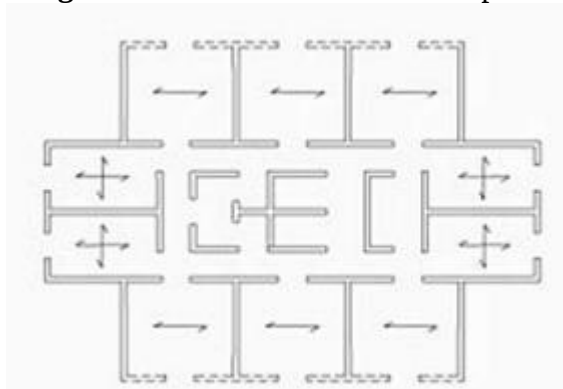
Figura 26 - Sistema estrutural em paredes transversais



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.25)

c) Sistema complexo: essa abordagem envolve a combinação simultânea dos tipos mencionados, geralmente aplicados em áreas distintas da planta da edificação (**Figura 27**). É vantajosa para construções que requerem a presença de painéis externos não estruturais, mas ao mesmo tempo permitem manter uma região interna mais robusta, onde todas as paredes desempenham um papel estrutural.

Figura 27 - Sistema estrutural complexo



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.26)

2.5.2 Ações

As ações atuantes na estrutura são definidas e prescritas pela NBR 8681/2004 (Ações e segurança nas estruturas – Procedimento). No contexto da análise estrutural, é imperativo levar em consideração o impacto de todas as forças que possam resultar em efeitos substanciais na segurança da estrutura. Isso deve abranger tanto os Estados-Limites Últimos quanto os Estados-Limites de Serviço. As forças relevantes a serem consideradas são classificadas em três categorias, listadas na **Tabela 9**.

Conforme a NBR 8681/2004, essas forças são avaliadas com base em seus valores representativos, e os valores de cálculo são determinados por meio da aplicação de coeficientes de ponderação (**Tabela 10**), os quais variam em função do tipo de uso da edificação. Além disso, esses coeficientes levam em consideração se, no processo de combinação das forças, os efeitos resultantes são favoráveis ou desfavoráveis (**Tabela 11**).

Tabela 9 - Tipos de ações

Permanentes	Diretas	Peso Próprio
		Peso dos elementos de construção
		Peso dos elementos fixos
		Empuxo de terra e líquidos
	Indiretas	Recalques
		Retração
		Fluência
		Erros de execução geométricos
		Protensão
Variáveis	Diretas	Cargas acidentais
		Ação do vento
		Cargas de construção
	Indiretas	Variação de temperatura
		Ações dinâmicas
Excepcionais	Indiretas	Furacão
		Terremotos
		Explosões

Fonte: Adaptado de Parsekian et al. (2014) apud Steinmetz (2018)

Tabela 10 - Coeficientes para redução de ações variáveis

Ações	Edificações	Ψ_0
Cargas acidentais em edifícios	Residenciais	0,5
	Comerciais	0,7
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Edificações em geral	0,6

Fonte: Tabela 6 da NBR 15961-1

Tabela 11 - Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações

Categoria da ação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 ^a) e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ^b)	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ^a) e pontes em geral	1,50	-
	Edificações Tipo 2 ^b)	1,40	-
a) – Edificações Tipo 1 são aquelas em que as cargas acidentais superam 5 kN/m ² ; b) – Edificações Tipo 2 são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m ² .			

Fonte: Tabela 7 da NBR 15961-1

2.5.2.1 Ações Verticais

As cargas que devem ser analisadas em uma construção são determinadas com base no tipo e na finalidade do edifício. Dessa forma, no contexto desse estudo, o foco principal está direcionado para edifícios de uso residencial. Consoante Ramalho e Corrêa (2003), no caso de edifícios residenciais construídos com alvenaria estrutural, as principais cargas a serem avaliadas nas paredes são as ações das lajes e o peso próprio das paredes. Os carregamentos mínimos a serem adotados são prescritos pela NBR 6120/2019 (Cargas para o cálculo de estruturas de edificações).

a) Cargas permanentes: compostas pelo peso próprio da laje, do revestimento e do contrapiso, além do peso próprio das paredes estruturais e de vedação;

b) Cargas variáveis: compostas pela sobrecarga de utilização, cujos valores estão definidos em norma.

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), o peso próprio das paredes é determinado utilizando a equação (1):

$$p = \gamma . e . h \quad (1)$$

p: peso da alvenaria (por unidade de comprimento);

γ : peso específico da alvenaria;

e: espessura da parede (bloco + revestimento);

h: altura da parede.

O peso específico da alvenaria estrutural varia dependendo do tipo de bloco utilizado e pode ser encontrado na NBR 6120, com suas respectivas espessuras de revestimento (**Tabela 12**).

Tabela 12 - Peso da alvenaria estrutural

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm
ALVENARIA ESTRUTURAL				
Bloco de concreto vazado (Classes A e B – ABNT NBR 6136)	14	2,0	2,3	2,7
	19	2,7	3,0	3,4
Bloco cerâmico vazado com paredes maciças (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	14	2,0	2,3	2,7
Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,4	1,8	2,2
	14	1,7	2,1	2,5
	19	2,3	2,7	3,1
Tijolo cerâmico maciço (ABNT NBR 15270-1)	9	1,6	2,0	2,4
	11,5	2,1	2,5	2,9
	14	2,5	2,9	3,3
	19	3,4	3,8	4,2
Bloco sílico-calcário vazado (Classe E - ABNT NBR 14974-1)	9	1,1	1,5	1,9
	14	1,5	1,9	2,3
	19	1,9	2,3	2,7
Bloco sílico-calcário perfurado (Classes E, F e G - ABNT NBR 14974-1)	11,5	1,9	2,3	2,7
	14	2,1	2,5	2,9
	17,5	2,8	3,2	3,6

Fonte: NBR 6120/2019

O peso próprio das lajes, do revestimento e do contrapiso dependem de propriedades como o peso específico e espessura dos materiais adotados. As lajes são responsáveis por distribuir todas essas cargas para as paredes estruturais que as apoiam. Esse descarregamento varia dependendo do tipo de laje adotada em projeto.

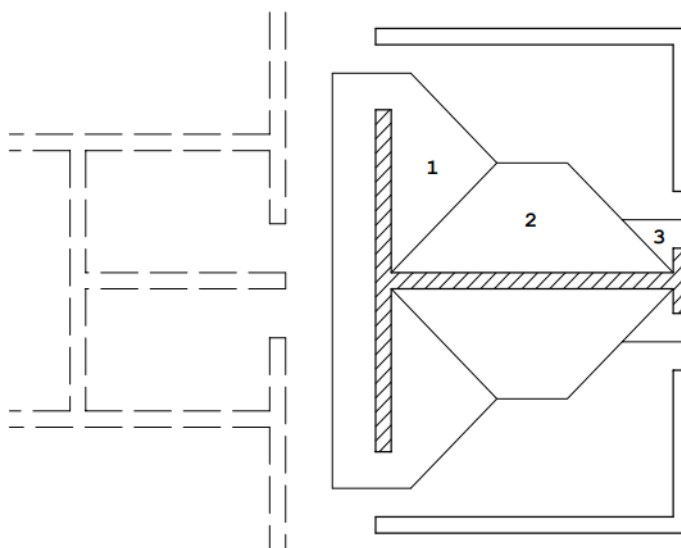
No contexto de lajes pré-moldadas ou reforçadas em uma única direção, a análise deve abordar exclusivamente a área de influência de cada apoio, ou seja, os lados que são perpendiculares à orientação da armadura. Pode-se conceber uma linha imaginária, paralela aos pontos de apoio, que define as áreas de influência (Ramalho e Corrêa, 2003). Considerando um vão “L”, a posição dessa linha depende dos apoios da laje, da seguinte forma:

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

No cenário de lajes armadas em uma configuração cruzada, em sistemas mais complexos, a prática comum envolve a subdivisão das lajes em formas triangulares e trapezoidais, com a alocação das cargas correspondentes a essas áreas nas paredes apropriadas

(**Figura 28**). Importante observar que a distribuição de forças em uma parede não é uniforme, com uma tendência a ser mais significativa na região central. Contudo, nos pavimentos inferiores de edifícios, existe uma tendência de nivelamento dessas cargas nas paredes (Camacho, 2006). Esse procedimento, conhecido por linhas de ruptura ou método das charneiras plásticas é recomendado pela NBR 6118/2014 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento).

Figura 28 - Distribuição das cargas das lajes para as paredes resistentes

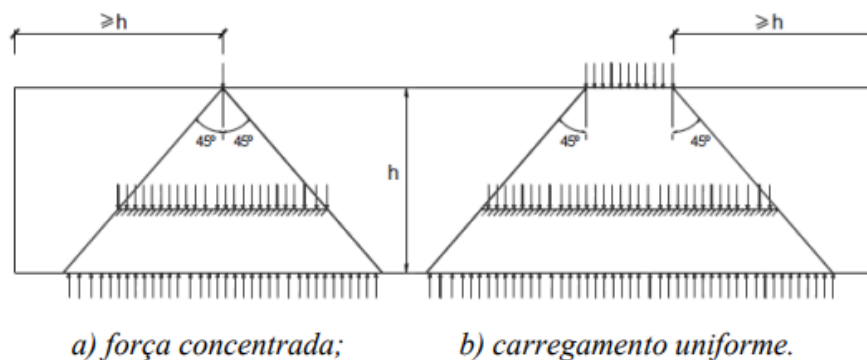


Fonte: Camacho (2006, p.26)

2.5.2.1.1 Interação entre paredes e uniformização das cargas

A dispersão de qualquer carga vertical, seja ela concentrada ou distribuída, ao longo de um segmento de um elemento, ocorre sob um ângulo de 45 graus em relação ao plano horizontal (**Figura 29**). Essa especificação pode ser empregada tanto para delinear a porção de um elemento que efetivamente contribui para suportar uma carga como para determinar a parte de uma carga que possa incidir eventualmente sobre um elemento. Tal definição é descrita na NBR 10837/1989 (Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto).

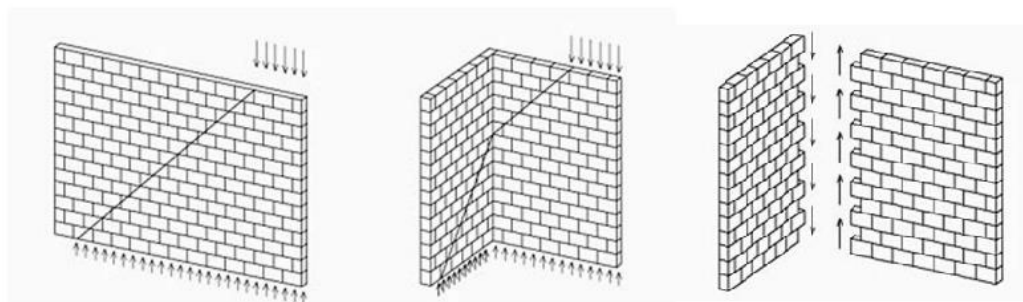
Figura 29 - Dispersão de ações verticais



Fonte: Bastos (2021, p.61)

Se a disseminação de cargas pode ser observada em paredes planas, é razoável supor que o mesmo fenômeno possa ocorrer em cantos e bordas, especialmente quando a ligação é estabelecida intercalando blocos em direções alternadas, ou seja, sem a presença de juntas verticais. Isso ocorre porque um canto construído dessa maneira se assemelha muito a uma parede plana, e, portanto, seu comportamento deve ser similar. É importante destacar que a disseminação da carga ao longo de um canto só ocorrerá se houver forças de interação atuando nesse ponto. Essas situações podem ser visualizadas na **Figura 30**. Se, por algum motivo, essas forças não estiverem presentes, como no caso da existência de uma junta vertical no local, a disseminação não ocorrerá. E na ausência de disseminação, a uniformização das cargas que atuam nessas paredes também não será alcançada (Ramalho e Corrêa).

Figura 30 - Comportamento do carregamento em paredes planas, em "L" e em um canto

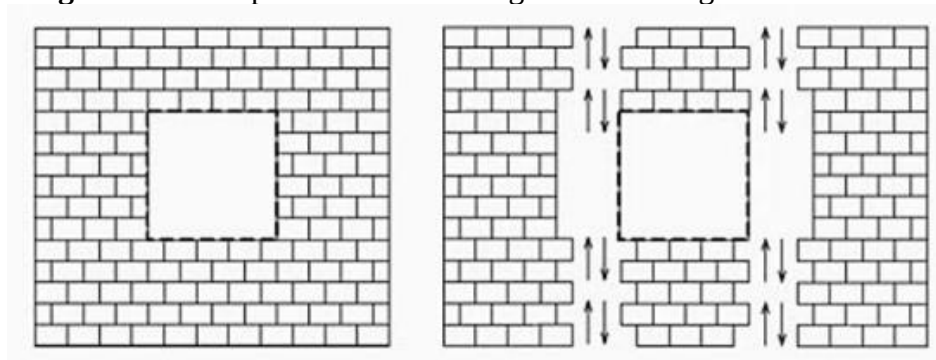


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.29)

Outro aspecto que merece consideração é a existência de forças de interação em aberturas (**Figura 31**). Normalmente, considera-se que a presença de uma abertura representa um limite entre paredes, ou seja, a abertura indica a interrupção do elemento. Nesse sentido, uma parede com aberturas geralmente é tratada como uma sequência de paredes

independentes. No entanto, mesmo nesse cenário, é comum que forças de interação estejam presentes entre esses elementos distintos, o que resultará na disseminação e uniformização das cargas (Ramalho e Corrêa, 2003).

Figura 31 - Comportamento do carregamento em regiões de aberturas



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.29)

Assim, é imperativo ressaltar que a estratégia de distribuição das cargas verticais deve ser estabelecida somente após uma análise minuciosa dos níveis de interação entre as paredes, de modo a garantir a preservação das condições reais de funcionamento da estrutura. Se houver potencial para a ocorrência de forças de interação substanciais, isso implicará na disseminação da carga e, conseqüentemente, na uniformização das cargas entre as paredes. No entanto, se as forças de interação forem limitadas, a disseminação e uniformização das cargas podem ser restritas (Ramalho e Corrêa, 2003).

Frequentemente, as cargas verticais que atuam nas paredes de um determinado nível da edificação podem variar consideravelmente. Por exemplo, as paredes internas tendem a suportar cargas substancialmente maiores do que as paredes externas. Apesar disso, não é aconselhável a utilização de blocos com diferentes resistências para um mesmo pavimento (Ramalho e Corrêa, 2003). A alteração das resistências dos blocos de parede pode ser perigosa, levando a situações em que uma parede que necessita de um bloco mais resistente acaba sendo construída com um bloco de menor resistência e vice-versa. Isso ocorre porque os blocos normalmente não apresentam nenhuma indicação explícita de sua resistência, o que pode resultar em confusão.

Assim, a parede que suporta a maior carga acaba determinando a resistência dos blocos a serem empregados em todas as paredes do pavimento. É relevante mencionar que é possível planejar pontos de grauteamento para reforçar a resistência da parede, mantendo a resistência do bloco. No entanto, o grauteamento não é uma solução prática e econômica para

aplicação generalizada, devido ao custo e às complexidades associadas à execução. Portanto, pode-se concluir que quanto mais uniformes forem as cargas verticais ao longo da altura da edificação, maiores serão os benefícios em termos de economia, uma vez que haverá uma tendência à redução das resistências dos blocos especificados. Por outro lado, se a uniformização esperada não for alcançada na prática, isso pode resultar em uma redução significativa da segurança da edificação (Ramalho e Corrêa, 2003).

2.5.2.1.2 Métodos de distribuição

São diversos os procedimentos de distribuição das cargas verticais, sendo os mais indicados apresentados a seguir por Ramalho e Corrêa (2003) com suas respectivas aplicações, vantagens e desvantagens:

a) Paredes isoladas: nesse método, cada parede é tratada como uma entidade independente, sem interações com os demais componentes da estrutura. Este é um procedimento de análise simples e ágil. Para calcular a carga atuando em uma parede em um determinado nível, basta somar todas as cargas aplicadas naquela parede nos pavimentos localizados acima do nível considerado. Esse método, além de sua simplicidade, é altamente seguro para as paredes, uma vez que, na ausência de uniformização das cargas, as resistências especificadas para os blocos serão sempre superestimadas se comparadas à situação em que a uniformização das cargas é considerada. No entanto, o principal inconveniente está relacionado à questão econômica, uma vez que o uso de blocos mais resistentes acarreta custos adicionais, já que blocos mais resistentes são tipicamente mais caros. Além disso, considerar as paredes como completamente isoladas não é realista para a maioria das edificações, conforme mencionado anteriormente. Essa abordagem pode resultar em uma estimativa inadequada das ações sobre estruturas complementares, como pavimentos de pilotis e fundações em concreto armado.

b) Grupos isolados de paredes: um grupo de paredes consiste em um conjunto de paredes consideradas completamente solidárias. Normalmente, os limites dos grupos são definidos pelas aberturas, como portas e janelas. Nesse método de análise, presume-se que as cargas estejam totalmente uniformizadas dentro de cada grupo de paredes identificado. Isso

implica que as forças de interação em cantos e bordas são consideradas suficientes para garantir a distribuição uniforme das cargas ao longo de uma pequena altura. Por outro lado, as forças de interação nas aberturas, que marcam os limites dos grupos, são desconsideradas. Isso significa que cada grupo trabalha de forma isolada, sem interações com outros grupos adjacentes. A aplicação desse método é relativamente simples, embora exija mais trabalho em comparação com o método de paredes isoladas. A carga total a ser aplicada em qualquer parede de um grupo específico é somada e posteriormente distribuída ao longo do comprimento total das paredes desse grupo. Para determinar a carga para o grupo correspondente a um determinado pavimento, basta multiplicar pelo número de pavimentos acima do nível que está sendo avaliado. Esse método é geralmente seguro, especialmente quando as aberturas são consideradas como os limites entre os grupos. Do ponto de vista econômico, desde que a seleção dos grupos seja tecnicamente adequada, é um método bastante racional e geralmente resulta em especificações apropriadas para os blocos. A redução das resistências necessárias para os blocos costuma ser considerável em comparação com o método das paredes isoladas. Em virtude de suas qualidades, pode-se considerar esse método adequado para edificações de qualquer altura. No entanto, é fundamental avaliar adequadamente a possibilidade de ocorrerem as forças de interação em cantos e bordas, o que é uma condição essencial para a aplicação correta deste método.

c) Grupos de paredes com interação: este procedimento é uma extensão do método anterior, acrescentando uma sofisticação adicional ao permitir que os grupos de paredes interajam entre si. A principal diferença em relação ao método anterior, que considerava apenas a interação em cantos e bordas, é que agora a interação também ocorre sobre as aberturas. Nessa abordagem, a interação entre grupos de paredes não se limita a uniformizar totalmente o carregamento, o que equivaleria a encontrar a carga vertical total de um pavimento e dividir pelo comprimento total das paredes, resultando em uma carga média igual para todos os elementos. Em vez disso, é estabelecida uma taxa de interação, que determina quanto da diferença de cargas entre grupos interconectados deve ser uniformizada em cada nível. Além disso, é importante que seja possível especificar quais grupos de paredes estão interagindo, para que o projetista possa controlar o processo de forma eficaz. Esse método é mais complexo do que os dois procedimentos mencionados anteriormente. Para reduzir o risco de erros, recomenda-se a automação por meio de computadores, inclusive o uso de programas de planilhas eletrônicas. Sua maior vantagem é a economia, já que as especificações de resistência dos blocos resultantes tendem a ser as menores entre os métodos

discutidos até agora. Especialmente em situações com paredes de pequenas dimensões e isoladas por aberturas, as diferenças costumam ser significativas, mesmo em comparação com o método de grupos isolados. Assim como o método que considera grupos isolados, essa abordagem é adequada para edificações de qualquer altura. No entanto, também é essencial avaliar com precisão a possibilidade de ocorrerem forças de interação, tanto em cantos e bordas como nas regiões de aberturas. Essas condições são fundamentais para a utilização deste método.

d) Modelagem tridimensional em elementos finitos: esse método consiste em representar a estrutura discretizada utilizando elementos que se comportam como membranas ou chapas, nos quais os carregamentos são aplicados em cada pavimento. A uniformização das cargas ocorre pela compatibilização dos deslocamentos em cada nó da estrutura. Embora seja uma abordagem interessante, esse método apresenta algumas desvantagens. Isso inclui desafios na coleta e interpretação dos dados, bem como na definição de elementos que possam adequadamente representar o material de alvenaria. Até o momento, esse método não é considerado viável para projetos convencionais. São necessárias pesquisas adicionais, incluindo o desenvolvimento de elementos especiais que possam simular com eficiência e segurança o comportamento da alvenaria, a fim de tornar sua utilização uma realidade.

2.5.2.2 Ações horizontais

A avaliação da capacidade de resistência às forças horizontais é de extrema importância, sobretudo em edifícios de grande altura. As forças horizontais induzem esforços de flexão e cisalhamento nas paredes, as quais podem resultar em tensões de tração na alvenaria, algo indesejável em estruturas de alvenaria não reforçada (Reboredo, 2013). A fim de compreender as ações horizontais que atuam em um edifício de alvenaria estrutural, é fundamental entender que a estrutura é dividida em elementos de contraventamento e elementos contraventados, classificação apresentada no CEB-FIP Model Code 1990. Efetivamente, ao afirmar que uma determinada peça não está integrada à estrutura de contraventamento, implica que esse componente tem uma contribuição relativamente limitada. Logo, a remoção desse elemento não deve gerar mudanças substanciais, nem em seus próprios esforços, nem nos esforços dos elementos adjacentes (Ramalho e Corrêa, 2003).

O processo de distribuição das ações horizontais foi brevemente citado no tópico 2.5. No entanto, é fundamental entender as limitações envolvidas nessa suposição. De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), é necessário limitar o uso de lajes pré-moldadas, particularmente em edifícios com mais de cinco ou seis pavimentos, nos quais as forças horizontais desempenham um papel mais relevante. No entanto, mesmo em estruturas abaixo dessa altura, é recomendável considerar a adoção de lajes pré-moldadas com concreto moldado no local, permitindo a inclusão de armaduras em duas direções perpendiculares. Essa abordagem possibilita um travamento adequado dos painéis que compõem a estrutura de contraventamento, garantindo o comportamento de diafragma rígido da laje. A NBR 6118 recomenda que esse tipo de laje não apresente grandes aberturas e que o lado maior de cada laje não seja superior a três vezes o lado menor, além de citar a importância do traspasse de armadura de distribuição da capa por sobre as paredes estruturais, garantindo a continuidade da estrutura.

A ações horizontal típica em edifícios são as forças do vento, descritas pela NBR 6123/2013 (Forças devidas ao vento em edificações). Além dessas, a NBR 15961-1/2011 prevê, para edifícios de múltiplos andares, que se considere as imperfeições geométricas globais responsáveis por gerar um desaprumo no edifício e, conseqüentemente, uma força de desaprumo que as represente.

2.5.2.2.1 Desaprumo

Para a determinação da força de desaprumo (**Figura 32**), é necessário o conhecimento do ângulo de desaprumo da edificação, descrito no item 8.5.2.2 da NBR 16868-1 por meio da equação (2).

$$\theta_a = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \leq \frac{1}{40 \cdot H} \quad (2)$$

θ_a : ângulo, em radianos;

H: altura da edificação, em metros.

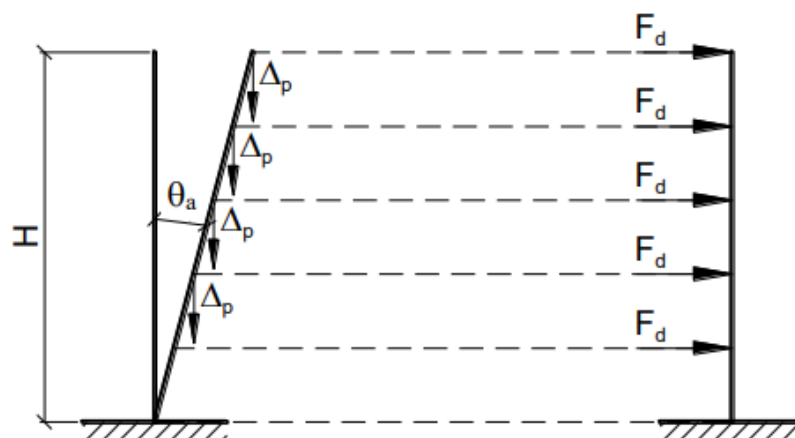
É importante ressaltar que a altura da edificação não leva em consideração os elementos presentes acima da cobertura, como o barrilete e a caixa d'água. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), esse método é fundamentado na lógica de que o ângulo de desvio diminui à medida que a altura do edifício aumenta. Esse padrão é comum em edifícios, pois é pouco provável que os erros de prumo dos pavimentos ocorram consistentemente na mesma direção. Através do ângulo de desaprumo, a força de desaprumo é calculada pela equação (3).

$$F_d = \Delta P \cdot \theta_a \quad (3)$$

F_d : força horizontal de desaprumo;

ΔP : peso total do pavimento considerado.

Figura 32 - Consideração dos efeitos do desaprumo



Fonte: Ramalho e Corrêa (2007) apud Bastos (2021, p.113)

2.5.2.2.2 Vento

A ação do vento é um elemento considerado essencial em praticamente todas as estruturas. O vento surge devido às variações de pressão na atmosfera, o que resulta no deslocamento do ar. Quando há um obstáculo à livre circulação do ar, como um edifício, ocorre o efeito do vento, que pode se manifestar de diferentes formas, tais como forças horizontais (como nas fachadas verticais), forças verticais ou inclinadas (como em coberturas). Essas forças podem se manifestar como pressão, seja interna ou externa à

estrutura, ou como sucção, também interna ou externa. Consequentemente, as ações do vento podem atuar em diversas direções e sentidos, e têm um caráter notoriamente imprevisível, variando em termos de intensidade, duração e direção (Parsekian e Soares, 2010).

Para o projeto de estruturas, a avaliação da ação do vento é realizada de acordo com as prescrições da NBR 6123, levando em consideração vários fatores, incluindo a localização da construção, suas dimensões, a natureza e rugosidade do terreno, bem como o uso a que se destina o edifício. O cálculo da força de arrasto é realizado por meio da equação (4).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (4)$$

F_a : força de arrasto;

C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica do vento;

A_e : área frontal efetiva na direção considerada.

A área frontal efetiva, por sua vez, é calculada pelo simples produto entre a largura do pavimento na direção considerada e o pé esquerdo do edifício, demonstrado pela equação (5).

$$A_e = L \cdot H \quad (5)$$

L : largura do pavimento na direção considerada;

H : distância de piso a piso do pavimento considerado.

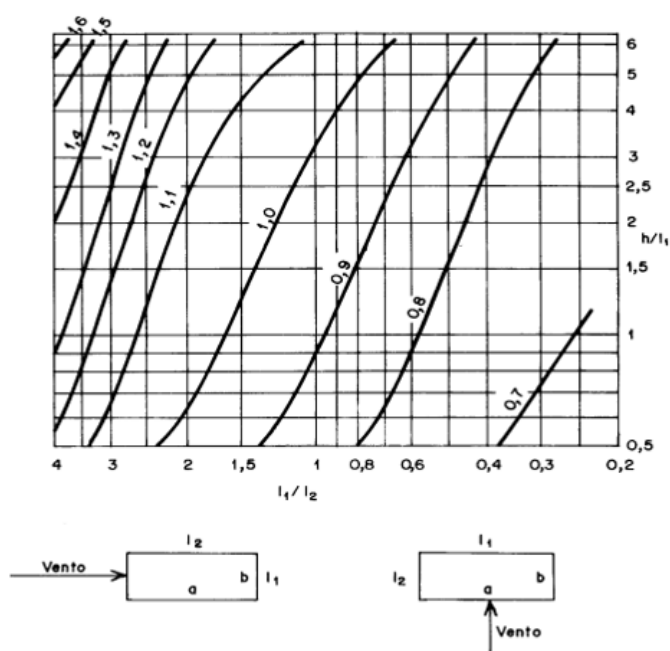
Vale salientar que é usual considerar a área frontal efetiva do último pavimento como uma soma do próprio com a influência da cobertura, barrilete e reservatório. O coeficiente de arrasto é medido através da análise de gráficos fornecidos pela norma a partir de dados obtidos previamente, sendo eles: a altura da edificação e a largura da fachada na direção perpendicular (L1) e paralela (L2) ao sentido do vento.

O item 6.3.4 da NBR 6123 cita que para o caso de edifícios não confinados (o vento passa livremente pelos extremos do corpo), a altura considerada é metade da altura real. Além disso, o item 6.3.1 recomenda que, para casos excepcionais de ventos de alta turbulência, se utilize um gráfico diferenciado (**Figura 33**) para a determinação do coeficiente de arrasto. A norma considera que um edifício está sobre a ação de ventos de alta turbulência (item 6.5.3)

se a sua altura não exceder duas vezes a altura média das construções vizinhas compreendidas nas distâncias a seguir:

- a) 500 metros, para uma edificação de até 40 metros de altura;
- b) 1000 metros, para uma edificação de até 55 metros de altura;
- c) 2000 metros, para uma edificação de até 70 metros de altura;
- d) 3000 metros, para uma edificação de até 80 metros de altura.

Figura 33 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: Figura 5 da NBR 6123/2013

De posse do coeficiente de arrasto e da área frontal efetiva em ambas as direções consideradas (X e Y), resta a determinação da pressão dinâmica do vento. A norma define a pressão dinâmica como dependente da velocidade característica do vento por meio da equação (6).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (6)$$

q : pressão dinâmica do vento;

V_k : velocidade característica do vento.

Em contrapartida, a velocidade característica do vento é calculada pela equação (7).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (7)$$

V_0 : velocidade básica do vento;

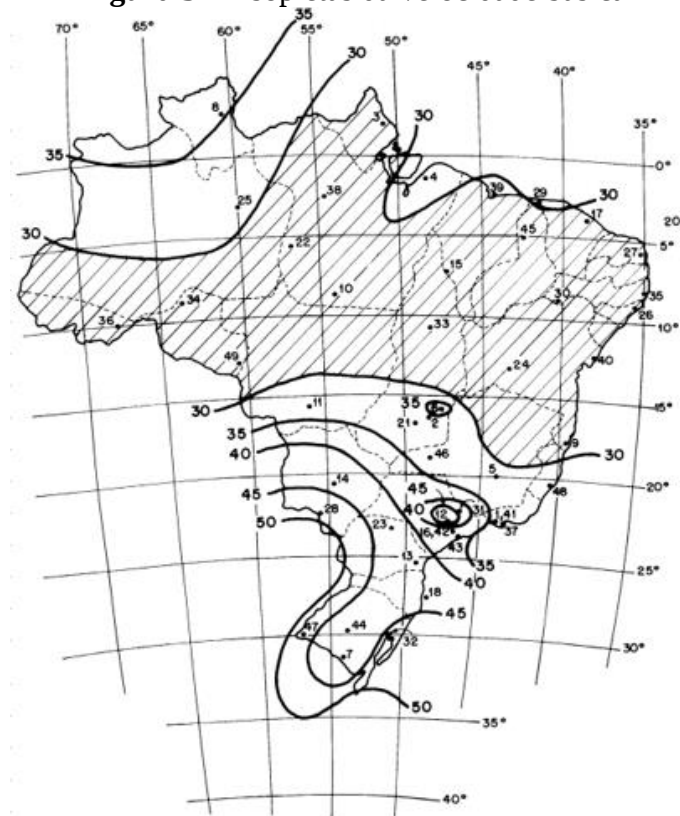
S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 : fator estatístico.

A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Ela varia de região para região e é determinada por meio do gráfico de isopletas (**Figura 34**).

Figura 34 - Isopletas da velocidade básica



Fonte: Figura 1 da NBR 6123/2013

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para terrenos planos ou fracamente acidentados, ele possui o valor unitário. Para outras situações, recomenda-se a consulta no item 5.2 da NBR 6123. O fator S_2 pode ser calculado por meio da equação (8).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (8)$$

b: parâmetro meteorológico;

p: parâmetro meteorológico;

F_r : fator de rajada;

z: altura acima do nível geral do terreno.

Os parâmetros são determinados por meio da **Tabela 13**.

Tabela 13 - Parâmetros meteorológicos

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

Fonte: Tabela 1 da NBR 6123/2013

As categorias estão relacionadas à rugosidade do terreno e estão presentes no item 5.3.1 da NBR 6123. A definição de cada uma das categorias está representada na **Tabela 14**.

Tabela 14 - Classe de rugosidade dos terrenos

Categoria I	Categoria II	Categoria III	Categoria IV	Categoria V
Superfícies lisas como mar calmo, pântanos e lagos	Terrenos com poucas ondulações como zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, fazendas.	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos como vilas e subúrbios.	Terrenos cobertos por obstáculos como parques, bosques e cidades pequenas.	Terrenos com muitos obstáculos como florestas com árvores altas, cidades grandes e complexos industriais.

Fonte: Adaptado da NBR 6123

Já as classes da edificação estão relacionadas às suas dimensões horizontais e verticais e são definidas no item 5.3.2 da norma, representado na tabela **Tabela 15**.

Tabela 15 - Classificação de edificações de acordo com suas dimensões

Classe A	Classe B	Classe C
Toda edificação na qual a maior horizontal ou vertical não exceda 20 m.	Toda a edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 e 50 m.	Toda edificação ou parte da edificação na qual uma dimensão horizontal ou vertical exceda 50 m.

Fonte: Adaptado da NBR 6123

Vale ressaltar que o fator de rajada é sempre o correspondente à categoria II. Por fim, o fator estatístico é calculado levando em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação e seus valores mínimos estão presentes na **Tabela 16**.

Tabela 16 - Valores mínimos para S_3

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

Fonte: Tabela 3 da NBR 6123/2013

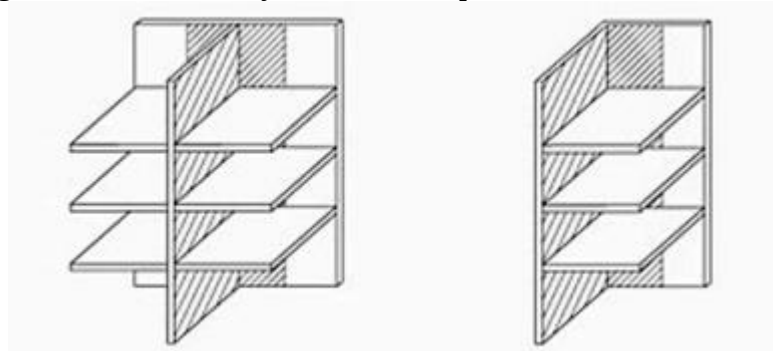
Assim, torna-se possível encontrar o valor da velocidade característica do vento e, por conseguinte, da pressão dinâmica do vento. Em conclusão, calcula-se a força de arrasto em ambas as direções de cálculo para cada um dos pavimentos da edificação. A partir da força

horizontal do desaprumo e do vento calculadas, determina-se o momento originado a partir dessas forças em cada um dos pavimentos levando em consideração a distância entre o ponto de aplicação de cada uma das forças até o pavimento onde se deseja encontrar o momento.

2.5.2.2.3 Distribuição dos esforços horizontais

Para uma análise precisa da rigidez dos painéis de contraventamento, é altamente recomendável considerar a contribuição das abas ou flanges, que são segmentos de paredes transversais conectados aos painéis (**Figura 35**). Esses segmentos podem ser tratados como parte integral dos painéis, resultando em uma significativa alteração em sua rigidez, especialmente no que se refere ao momento de inércia relacionado à flexão (Ramalho e Corrêa, 2003).

Figura 35 - Consideração de abas em painéis de contraventamento



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.48)

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), essa abordagem oferece duas vantagens significativas. Primeiramente, permite uma avaliação mais precisa da rigidez de cada painel que desempenha um papel na estrutura de contraventamento. Como a distribuição das cargas depende dessas rigidezes, a omissão das abas pode afetar negativamente a distribuição das ações, levando a uma estimativa incorreta das forças que agem sobre alguns painéis, seja subestimando ou superestimando sua rigidez, resultando em uma distribuição inadequada dessas ações. Em segundo lugar, as abas geralmente aumentam as inércias dos painéis, essencialmente reduzindo pela metade as tensões obtidas a partir da análise estrutural. Isso evita o surgimento de tensões elevadas, incluindo trações, que podem comprometer a

integridade da estrutura. Essa vantagem é particularmente importante quando se trata de distribuir a carga com base na consideração de paredes isoladas. No entanto, é crucial estar atento à possibilidade de forças de interação entre a parede e as abas que estão sendo consideradas. Se essas forças não puderem ser desenvolvidas devido à existência de uma junta a prumo, por exemplo, a inclusão das abas não é justificada.

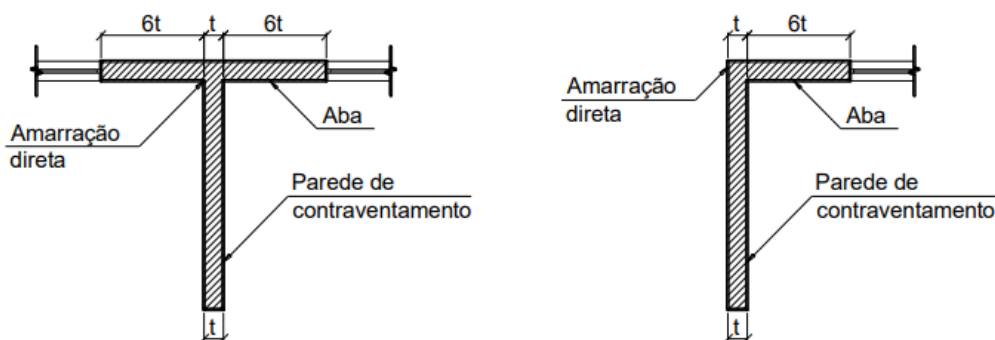
Conforme estabelecido na NBR 15961-1/2011, as abas devem ser levadas em consideração tanto para a determinação da rigidez de cada painel de contraventamento quanto para o cálculo das tensões normais resultantes da flexão devido às ações horizontais. No entanto, não é permitido que elas participem na absorção dos esforços de cisalhamento durante o dimensionamento. O limite de comprimento das abas (**Figura 36**) é estabelecido em norma pela equação (9).

$$b_f \leq 6 \cdot t \quad (9)$$

b_f : comprimento efetivo da flange;

t : espessura da parede.

Figura 36 - Limite de comprimento das abas em painéis de contraventamento



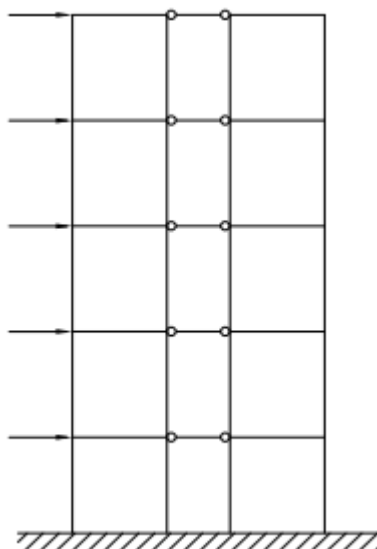
Fonte: Ramalho e Corrêa (2007) apud Bastos (2021, p.114)

Após a seleção das paredes de contraventamento (considerando a contribuição das abas) e a determinação da resultante das ações horizontais, a etapa seguinte envolve a distribuição das cargas para cada parede específica. Uma vez que esse valor tenha sido definido, é possível calcular os deslocamentos, as tensões máximas, os esforços de corte e verificar a presença de tensões de tração (Camacho, 2006). Para analisar as paredes de contraventamento com aberturas, existem, em essência, cinco métodos tradicionais:

- a) Método das paredes articuladas;
- b) Cisalhamento contínuo;
- c) Analogia de pórtico;
- d) Pórtico de coluna larga;
- e) Elementos finitos.

Consoante Camacho (2006), o método das paredes articuladas (**Figura 37**) é o mais simples e mais empregado para edifícios com altura até cinco pavimentos. Passando disso, o método passa a superestimar os resultados obtidos, podendo se tornar antieconômico. Tendo em vista que a conjuntura do presente trabalho abrange edifícios nessa faixa de interesse, será detalhado aqui apenas esse método, utilizado na distribuição das cargas horizontais no exemplo de cálculo.

Figura 37 - Esquema do método das paredes articuladas



Fonte: Camacho (2006, p.24)

Nesse método, as conexões entre as paredes são tratadas como articulações, o que significa que apenas as forças (e não os momentos) podem ser transmitidas por essas

conexões. Consequentemente, a resultante das ações horizontais é distribuída entre as paredes de acordo com a rigidez relativa de cada uma delas (Camacho, 2006).

A rigidez elástica de uma parede de contraventamento não fissurada depende de algumas propriedades, quais sejam: suas dimensões, o módulo de elasticidade longitudinal e transversal e as condições de apoio (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013). Tendo em vista a aplicação do método das paredes isoladas/articuladas e aplicando-se uma força lateral V no topo da parede (**Figura 38**), os deslocamentos devidos à flexão e ao cisalhamento são calculados pela equação (10).

$$\Delta b = \frac{V \cdot h^3}{3 \cdot E_a \cdot I} + \frac{1,2 \cdot V \cdot h}{G_a \cdot A} \quad (10)$$

Δb : deslocamento causado pelas forças laterais;

V : força lateral unitária aplicada no topo da parede;

h : altura da parede;

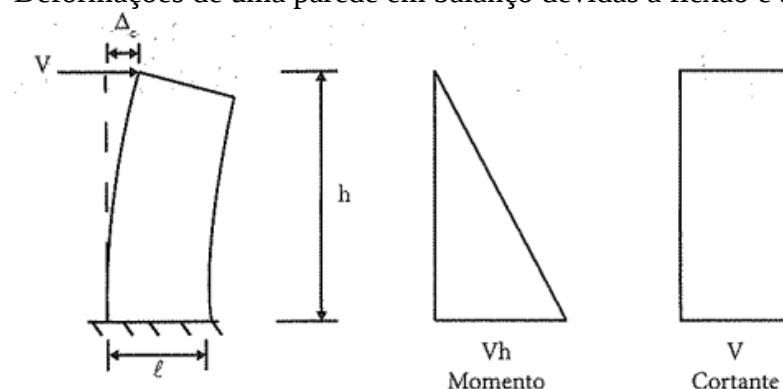
E_a : módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;

G_a : módulo de elasticidade transversal da alvenaria.

A : área da alma da parede;

I : inércia da parede.

Figura 38 - Deformações de uma parede em balanço devidas à flexão e ao cisalhamento



Fonte: Parsekian, Hamid e Drysdale (2013, p.517)

A constante “1,2” presente na equação é um fator de forma válido para seções retangulares. O módulo de deformação longitudinal pode ser calculado a partir da resistência de prisma adotada, por meio da equação (11), como mostrado nos dados da **Tabela 17**.

$$E_a = 600 \cdot f_{pk} \quad (11)$$

f_{pk} : resistência de prisma.

A resistência de prisma, por sua vez, está relacionada à resistência do bloco adotado, como mostrado na tabela **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Tabela 17 - Propriedades da alvenaria

Componente	Propriedade	Valor
Bloco de concreto	Módulo de deformação longitudinal	800 f_{pk} se $f_{bk} \leq 20$ MPa 750 f_{pk} se $f_{bk} = 22$ e 24 MPa 700 f_{pk} se $f_{bk} \geq 26$ MPa
	Coeficiente de Poisson	0,20
	Coeficiente de dilatação térmica linear	$9,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	Coeficiente de deformação unitária por retração da alvenaria *	$500 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$
	Coeficiente de fluência específica (considerando tensões na área líquida, ajustar os valores para área bruta conforme o caso).	0,36 mm/m/MPa
Bloco cerâmico	Módulo de deformação longitudinal	600 f_{pk}
	Coeficiente de Poisson	0,15
	Coeficiente de dilatação térmica linear	$6,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	Coeficiente de expansão por umidade	$300 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$
	Coeficiente de fluência específica (considerando tensões na área líquida, ajustar os valores para área bruta conforme o caso)	0,15 mm/m/MPa
Tijolo cerâmico	Módulo de deformação longitudinal	600 f_{pk}
	Coeficiente de Poisson	0,15
	Coeficiente de dilatação térmica linear	$6,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	Coeficiente de expansão por umidade	$300 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$
	Coeficiente de fluência específica	0,15 mm/m/MPa

* Este valor deve ser aumentado para $600 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ quando os blocos forem produzidos sem cura a vapor e na verificação de perdas quando a protensão for aplicada antes de 14 dias após a execução da parede.

Fonte: Tabela 1 da NBR 16868-1/2020

Tabela 18 - Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural

Tipo de bloco		f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk}		Espessura mínima de parede do bloco mm
		MPa					MPa		
Bloco vazado de concreto, conforme a ABNT NBR 6136 (ref. 14 x 39 cm)		3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8	25
		4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4	25
		6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	7,9	25
		8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5	25
		10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3	25
		12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4	25
		14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,8	15,7	25
		16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,6	25
		18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7	25
		20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2	25
		22,0	18,0	35,0	0,55	1,60	12,1	19,4	25
Bloco cerâmico de parede vazada, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)		24,0	18,0	40,0	0,55	1,60	13,2	21,1	25
		4,0	4,0	15,0	0,50	1,60	2,0	3,2	8
		6,0	6,0	15,0	0,50	1,60	3,0	4,8	8
		8,0	6,0	20,0	0,50	1,60	4,0	6,4	8
		10,0	8,0	25,0	0,45	1,60	4,5	7,2	8
Bloco cerâmico de parede maciça, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)		12,0	8,0	25,0	0,45	1,60	5,4	8,6	8
		10,0	8,0	20,0	0,60	1,60	6,0	9,6	22
		14,0	12,0	25,0	0,60	1,60	8,4	13,4	25
		18,0	15,0	30,0	0,60	1,60	10,8	17,3	30

f_{pk}^* = resistência de prisma cheio.

Fonte: NBR 16868-1/2020

O módulo de elasticidade transversal é calculado a partir do módulo de elasticidade longitudinal por meio da equação (12).

$$G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (12)$$

ν : coeficiente de Poisson (0,15 pela **Tabela 17**).

De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), a rigidez de uma parede pode ser definida como o inverso do deslocamento gerado por uma força lateral de valor unitário. Dessa forma, a partir do resultado da equação (10), resolve-se a equação (13).

$$R = \frac{1}{\Delta b} \quad (13)$$

Por fim, com as rigidezes das paredes de contraventamento determinadas, é necessário distribuir os esforços horizontais para cada uma de acordo com a sua rigidez relativa por meio da equação (14). O mesmo procedimento é realizado com o momento gerado por essas forças.

$$V_{it} = \frac{R_i}{\sum R_i} \cdot V \quad (14)$$

V_{it} : força cortante por translação em uma parede na direção considerada;

R_i : rigidez da parede na direção considerada;

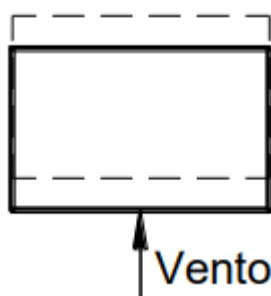
V : força horizontal total (arrasto + desaprumo) na direção considerada.

2.5.2.2.4 Torção

No contexto de contraventamentos que possuem simetria em relação à direção do vento sob análise, ocorrerá apenas uma translação dos pavimentos (**Figura 39**). Consequentemente, em um nível específico, todas as paredes terão deslocamentos idênticos (Ramalho e Corrêa, 2003). Essa condição simplifica consideravelmente a distribuição das

ações entre os vários painéis de contraventamento, conforme explicado no item 2.5.2.2.3. Dessa forma, conforme afirma Hendry, Sinha e Davies (1981), o arranjo apropriado das paredes (simetria) pode aprimorar a rigidez da estrutura do edifício.

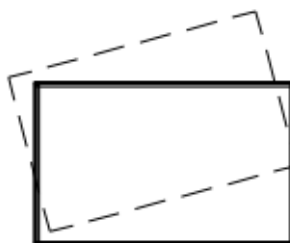
Figura 39 - Deslocamento devido ao vento em pavimento com contraventamento simétrico



Fonte: Bastos (2021, p.114)

Configurações assimétricas, por outro lado, podem resultar em esforços de torção que tornam o processo de cálculo mais complexo e levam a uma distribuição indesejável das tensões. De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), nessa situação, com a aplicação de uma força horizontal, o pavimento não apenas se desloca lateralmente, mas também rotaciona (**Figura 40**). Consequentemente, os deslocamentos dos painéis não serão uniformes em um mesmo pavimento.

Figura 40 - Deslocamentos devidos ao vento em pavimento com contraventamento assimétrico

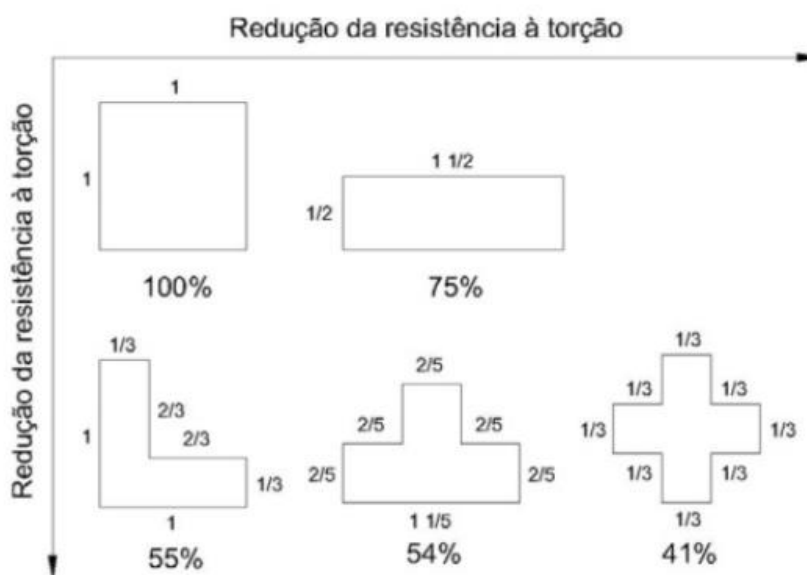


Fonte: Bastos (2021, p.115)

Na realidade, os efeitos de torção também podem ser causados por outros fatores que não a assimetria das paredes estruturais, como a distribuição desigual das pressões do vento, os efeitos da vizinhança, a turbulência do vento incidente e a incidência oblíqua do vento (Blessmann, 1989). Além disso, a forma da planta da edificação também interfere na resistência do edifício à torção (Duarte, 1999). A **Figura 41** revela essa influência em relação a uma edificação de planta quadrada. Vale ressaltar que essa análise considera que todas as

formas possuem o mesmo comprimento de parede externa e que existem juntas de movimentação em todos os encontros de paredes.

Figura 41 - Efeito da forma do prédio na resistência à torção



Fonte: Drysdale et al. (1994) apud Duarte (1999, p.33)

Portanto, o cenário ideal para um projeto em alvenaria estrutural envolve a criação de uma planta duplamente simétrica e quadrada. Todavia, Blessmann (1989) afirma que tal situação não exclui completamente os esforços de torção. Testes realizados em túneis de vento têm demonstrado que isso ocorre em determinadas direções oblíquas do vento médio. Além disso, mesmo quando o vento médio incide perpendicularmente a uma das fachadas, podem surgir esforços de torção devido à turbulência do vento, resultando em uma distribuição de pressões assimétrica em um momento específico.

Tendo em vista essa impossibilidade de fugir aos efeitos torsionais, a NBR 6123 (item 6.6.2) recomenda a aplicação de excentricidades nas forças de arrasto em edifícios duplamente simétricos. Nesse método, a aplicação da resultante das forças horizontais é deslocada em relação ao eixo geométrico em um valor presente nas equações (15) e (16).

$$\begin{aligned} e_a &= 0,0075 \cdot a \text{ (sem efeitos de vizinhança)} \\ e_a &= 0,15 \cdot a \text{ (com efeitos de vizinhança)} \end{aligned} \quad (15)$$

e_a : excentricidade na direção do lado maior “a”;

a: largura da maior fachada.

$$\begin{aligned} e_b &= 0,075 \cdot b \text{ (sem efeitos de vizinhança)} \\ e_b &= 0,15 \cdot b \text{ (com efeitos de vizinhança)} \end{aligned} \quad (16)$$

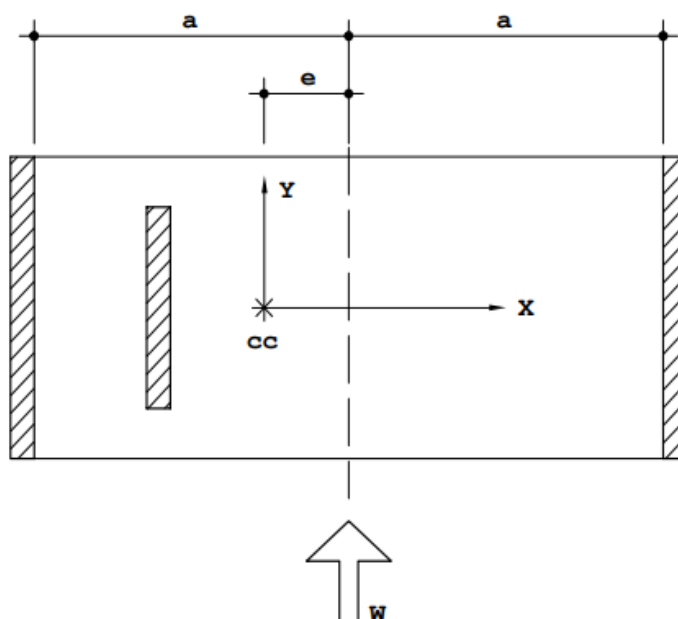
e_b : excentricidade na direção do lado menor “b”;

b: largura da menor fachada.

A norma cita que os efeitos decorrentes das edificações vizinhas serão levados em consideração apenas até a altura da parte mais alta da edificação em questão, desde que essa edificação esteja situada em uma área adjacente, dentro de uma zona circular com um diâmetro igual à altura da edificação em análise ou igual a seis vezes o comprimento mais curto da edificação, sendo adotado o valor menor entre essas duas medidas.

A parcela dos esforços horizontais quando há a existência da torção é distribuída de acordo com a distância de cada parede para o centro de rigidez. Ou seja, os deslocamentos não serão idênticos para todas as paredes de um mesmo pavimento, sendo dependentes desse espaçamento (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013). A **Figura 42** representa o centro de cisalhamento/rigidez deslocado do centro geométrico (onde a força horizontal atua) devido à assimetria das paredes estruturais no eixo Y.

Figura 42 - Centro de cisalhamento deslocado do centro geométrico



Fonte: Camacho (2006, p.25)

O cálculo da posição do centro de rigidez das paredes de contraventamento de um pavimento é dado pelas equações (17) e (18).

$$X = \frac{\sum R_{yi} \cdot x_{ref,i}}{\sum R_{yi}} \quad (17)$$

X : distância do centro de rigidez até o eixo de referência (o centro geométrico, por exemplo);

R_{yi} : rigidez da parede de contraventamento na direção x ;

$x_{ref,i}$: distância da parede de contraventamento até o eixo de referência.

$$Y = \frac{\sum R_{xi} \cdot y_{ref,i}}{\sum R_{xi}} \quad (18)$$

Y : distância do centro de rigidez até o eixo de referência (o centro geométrico, por exemplo);

R_{xi} : rigidez da parede de contraventamento na direção y ;

$y_{ref,i}$: distância da parede de contraventamento até o eixo de referência.

É significativo acentuar que devido à diferença significativa de rigidez entre o plano de uma parede e a sua direção fora desse plano, é possível desconsiderar as paredes que possuem menores dimensões na direção da força horizontal ao analisar as forças atuantes nessa direção (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013). Dessa forma, despreza-se a contribuição das flanges. O cálculo dos deslocamentos e da rigidez das paredes de contraventamento segue os mesmos princípios das equações (10) e (13).

Definido o centro de rigidez, a força cortante por rotação para uma direção arbitrária Y é obtida por meio da equação (19).

$$V_{yir} = \frac{x_i \cdot R_{yi}}{\sum (x_i^2 \cdot R_{yi} + y_i^2 \cdot R_{xi})} \cdot e_x \cdot V_y \quad (19)$$

V_{yir} : força cortante por rotação;

x_i e y_i : distância da parede até o centro de rigidez;

R_{yi} e R_{xi} : rigidezes das paredes nas direções x e y, respectivamente;

$e_x \cdot V_y$: momento torsor no pavimento analisado (produto da excentricidade pela força horizontal total);

A força horizontal por rotação pode ser somada diretamente com a força horizontal por translação, calculada pela equação (14). O mesmo procedimento é adotado para a direção X. Pela equação acima, interpreta-se que todas as paredes que se estendem nas direções X e Y desempenham um papel fundamental na resistência à torção do edifício. Aquelas paredes que se encontram mais distantes do centro de rotação, que coincide com o centro de rigidez, experimentam maiores deslocamentos devido à torção da planta e, portanto, geram valores mais elevados de força cortante por unidade de rotação. Ou seja, a capacidade da planta em resistir à torção é diretamente proporcional à distância entre as paredes de maior rigidez e o centro de torção (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013).

2.5.2.3 Combinação de Ações

Dado que a maioria das ações é variável ao longo do tempo, o carregamento que afeta um sistema estrutural é definido como o conjunto de ações que tem a probabilidade de ocorrer simultaneamente durante um período específico. Portanto, é necessário combinar essas ações de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis resultantes da sua atuação conjunta. Essas combinações devem ser estabelecidas de modo a verificar a segurança do sistema estrutural em relação aos diversos estados limites possíveis (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013).

Ao realizar essas combinações, é fundamental evitar erros, como supor que todas as cargas atuam simultaneamente com seus valores máximos, o que poderia levar ao dimensionamento inadequado de um componente estrutural. As ações permanentes devem ser consideradas integralmente e incluídas em todas as combinações, enquanto as ações variáveis e móveis devem ser consideradas apenas quando representam um risco à segurança. No caso das ações móveis, elas devem ser consideradas em suas posições que resultem nos efeitos mais desfavoráveis para a segurança da estrutura (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013).

As verificações dos estados limites últimos (ELU) devem abranger todas as possíveis combinações de ações que poderiam resultar na falha ou inutilização da estrutura. Isso implica na necessidade de verificar diversas combinações ao realizar o dimensionamento da estrutura. Para garantir a segurança, as ações são geralmente ampliadas por meio de coeficientes de segurança. No entanto, quando se consideram múltiplas ações variáveis, é possível reduzir o valor máximo de uma delas em uma combinação, uma vez que a probabilidade de duas ações variáveis atuarem simultaneamente com sua máxima intensidade é bastante baixa (Parsekian, Hamid e Drysdale, 2013).

Para o objeto desse estudo, é passível ignorar as ações excepcionais como terremotos e furacões. Assim, seguindo as recomendações da NBR 6118, as combinações últimas para cargas permanentes e variáveis são obtidas por meio da equação

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q \cdot \left(F_{Q1,k} + \sum \Psi_{oj} \cdot F_{Qj,k} \right) \quad (20)$$

F_d : valor de cálculo para combinação última;

γ_g : ponderador das ações permanentes (**Tabela 11**);

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

γ_q : ponderador das ações variáveis (**Tabela 11**);

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

$\Psi_{oj} \cdot F_{Qj,k}$: representação dos valores característicos reduzidos das demais ações variáveis, segundo os coeficientes da **Tabela 10**.

2.5.3 Segurança das estruturas

Na formulação de critérios para o projeto estrutural, a segurança é o fator de maior relevância. Dado que as variáveis que influenciam o projeto, tais como cargas, propriedades dos materiais, geometria e possíveis erros de construção, são estocásticas, não é viável assegurar a total segurança de uma estrutura (Reboredo, 2013). A noção de segurança de uma estrutura pode ser compreendida como a sua capacidade de resistir às várias ações a que está sujeita ao longo de sua vida útil, mantendo-se apta a cumprir as funções para as quais foi projetada durante a sua construção. Essa abordagem de segurança é, em sua essência,

qualitativa. No entanto, para quantificar a segurança estrutural, empregam-se métodos analíticos, numéricos e experimentais. Esses métodos permitem a determinação de esforços, deformações e deslocamentos nas estruturas, possibilitando a comparação desses valores com critérios de resistência dos materiais estruturais.

Em conformidade com Henriques (1998), os métodos tradicionais de projeto estrutural que precederam a adoção dos conceitos de estados limites costumavam empregar coeficientes de segurança globais com o propósito de restringir as tensões máximas permitidas na estrutura. A distribuição dos esforços ao longo da estrutura baseava-se nos princípios da teoria da elasticidade linear e o cálculo das tensões era conduzido conforme os métodos clássicos da resistência dos materiais. A abordagem de verificação da segurança por meio dos conceitos de estados limites introduziu novas técnicas de cálculo, possibilitando a consideração mais realista do comportamento dos materiais, além de fornecer um tratamento mais apropriado para a natureza incerta das respostas estruturais e das ações. Essa abordagem envolve a definição de valores característicos e valores de cálculo.

2.5.3.1 Método das Tensões Admissíveis

Recomendado pela antiga norma de alvenaria estrutural (NBR 10837/1989), o método das tensões admissíveis incorpora a segurança ao projeto estrutural ao definir um coeficiente de segurança interno, representado por γ_i . Este método estabelece a restrição de que as tensões máximas na estrutura não devem exceder valores admissíveis, os quais são determinados empiricamente a partir da divisão das tensões de ruptura ou de escoamento pelo coeficiente γ_i (Ramalho e Corrêa, 2003). Em síntese, a aplicação desse método pode ser condensada por meio da equação (21).

$$S \leq \frac{R}{\gamma_i} \quad (21)$$

S: máxima tensão atuante;

R: tensão de ruptura ou de escoamento do material;

γ_i : coeficiente de segurança interno.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), esse método apresenta algumas limitações que podem ser consideradas significativas, tais como a impossibilidade de interpretar o coeficiente γ_i como um fator externo, a preocupação exclusiva com a relação entre o estado de serviço e o estado de ruptura e a adequação apenas para o comportamento linear.

2.5.3.2 Método dos Estados Limites

Caracterizado por ser o método de verificação de segurança mais recente e utilizado pela NBR 15961-1/2011, se baseia em garantir a segurança da estrutura a partir do preceito de que ela não ultrapasse nenhum estado limite, sendo eles: o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Ramalho e Corrêa (2003) define esses estados da seguinte forma:

a) Estado Limite Último: o estado limite último é o ponto em que a capacidade de carga da estrutura é esgotada e pode ser desencadeado por diversas causas, tais como perda de estabilidade do equilíbrio, ruptura, colapso, deterioração devido à fadiga ou deformações plásticas excessivas que impeçam o uso da estrutura;

b) Estado Limite de Serviço: o estado limite de serviço está associado às necessidades funcionais e à durabilidade da estrutura, sendo desencadeado por deslocamentos excessivos, deformações, danos ou vibrações que afetem o desempenho adequado da estrutura.

A segurança é garantida por meio da análise dos estados limites de serviço e pela aplicação de coeficientes de segurança externos, representados como γ_e , em relação aos estados limites últimos. A determinação dos valores dos coeficientes γ_e é baseada em abordagens empíricas. Uma das vantagens notáveis do método dos estados limites em comparação com o método das tensões admissíveis é a capacidade de estabelecer critérios diretos para a resistência e o desempenho em condições de serviço da estrutura (Ramalho e Corrêa, 2003).

Além disso, uma melhoria significativa no método dos estados limites envolve a consideração de que os parâmetros que caracterizam a geometria, a mecânica e as solicitações das estruturas não são determinísticas como o método das tensões admissíveis, mas sim representados por variáveis aleatórias contínuas. A incorporação de conceitos probabilísticos permite lidar com incertezas relacionadas às cargas, à resistência dos materiais e à fidelidade do modelo de análise utilizado (Ramalho e Corrêa, 2003). Em síntese, a aplicação desse método pode ser condensada por meio da equação (22).

$$R_d - S_d \geq 0 \quad (22)$$

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$: resistência de cálculo;

$S_d = S \cdot (\gamma_f \cdot F_k)$: solicitação de cálculo;

γ_f e γ_m : coeficientes de ponderação;

F_k e R_k : valores característicos de resistência e ação.

Tipicamente, os valores característicos são selecionados de tal forma que 95% das resistências verificadas na estrutura sejam superiores a R_k , enquanto 95% das ações aplicadas sejam inferiores a F_k . Tendo em vista tal premissa, a probabilidade de ruína pode ser determinada pela equação (23).

$$P. [R_d - S_d \leq 0] = p \quad (23)$$

É essencial calcular os coeficientes γ_m e γ_f de maneira apropriada para o valor predefinido de “ p ”. Para essa finalidade, além de princípios estatísticos, são empregados valores empíricos que se fundamentam na experiência acumulada na construção e em testes de laboratório. Esse método é o mais utilizado no processo de dimensionamento da estrutura.

2.5.4 Dimensionamento

Neste segmento, serão apresentadas descrições e análises referentes às resistências, bem como aos critérios de dimensionamento e verificação de elementos estruturais sujeitos a

diferentes tipos de solicitações, a saber, compressão simples, cisalhamento, flexão e flexão composta. Estas considerações são pautadas de acordo com as diretrizes estabelecidas na NBR 15961-1 (2011). Nessa norma, a qual é baseada no método dos estados limites, a resistência de cálculo é obtida dividindo-se a resistência característica pelo coeficiente de ponderação, os quais, para verificação do estado limite último (ELU), seguem os valores da **Tabela 19**. No que concerne às análises relativas ao Estado Limite de Serviço (ELS), o coeficiente a ser empregado será $\gamma_m = 1,0$.

Tabela 19 - Coeficiente de ponderação para cada tipo de combinação

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

Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

De acordo com a norma NBR 15961-1/2011, para um elemento de alvenaria no estado limite último, os esforços solicitantes de cálculo (S_d) devem ser menores ou iguais às resistências de cálculo (R_d). O dimensionamento deve ser conduzido levando em consideração a seção homogênea e com área bruta, a menos que haja indicações específicas em circunstâncias particulares. O dimensionamento parte de algumas hipóteses tanto para a alvenaria armada quanto para não armada e pode ser checada com detalhes no item 11.1 da norma.

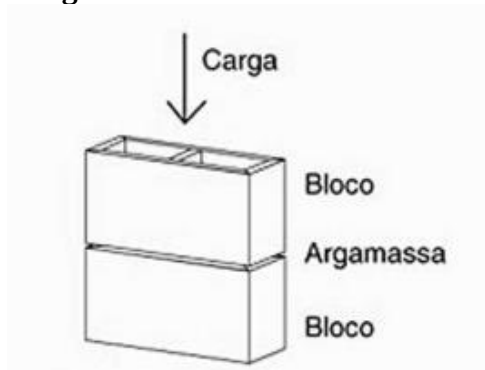
2.5.4.1 Compressão simples

A alvenaria é um sistema estrutural reconhecido por sua capacidade de resistir a esforços de compressão, sendo a resistência à compressão simples a propriedade mais relevante e comumente encontrada em paredes e pilares. Conforme estabelecido na NBR 15961-1, a resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) é obtida por meio de ensaios em paredes (conforme a NBR 8949) ou pode ser estimada em 70% da resistência característica de prismas (f_{pk}) ou 85% de pequenas paredes (f_{ppk}). As resistências

características de prismas e pequenas paredes devem ser determinadas de acordo com as diretrizes estipuladas na NBR 15961-2 (2011).

Os prismas são elementos construídos pela sobreposição de um número definido de blocos, geralmente dois ou três, que são unidos por juntas de argamassa. Esses prismas são destinados a ensaios de compressão axial, como ilustrado na **Figura 43**. A NBR 10837 adota a estimativa da resistência de paredes por meio de ensaios de prismas, representando um avanço significativo para o desenvolvimento de um método de dimensionamento válido para uma ampla variedade de condições, abrangendo diferentes tipos de unidades, argamassa e até mesmo graute (Ramalho e Corrêa, 2003).

Figura 43 - Prisma de dois blocos

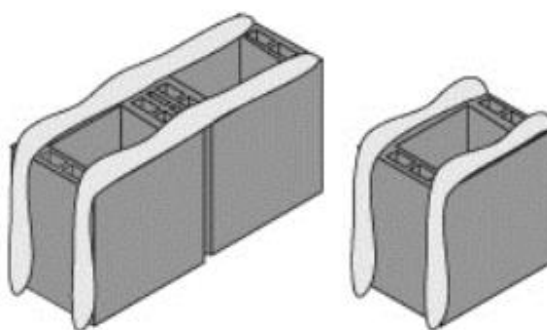


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003, p.79)

É fundamental que os ensaios com prismas sejam realizados sob condições que reflitam fielmente o que ocorre durante a execução da alvenaria. Isso implica na manutenção de materiais e mão-de-obra de acordo com as práticas de construção usuais. Uma vantagem notável desse procedimento é que os ensaios podem ser conduzidos de maneira relativamente simples por qualquer laboratório minimamente equipado, que já realize controles usuais para estruturas de concreto armado. Além disso, é viável executar esses ensaios por meio de uma prensa manual, até mesmo no próprio canteiro de obras, proporcionando um método de verificação acessível, econômico e eficaz.

A norma NBR 15961-1 também define que, quando as juntas horizontais apresentarem argamassamento parcial (**Figura 44**) e a resistência característica à compressão simples for calculada com base em ensaios de prismas ou pequenas paredes, ela deve ser reduzida em 20%, adotando-se um fator de 0,80.

Figura 44 - Argamassamento parcial de blocos



Fonte: Monteiro et al. (2019)

Além disso, para paredes estruturais em edificações com mais de dois pavimentos, a espessura mínima do bloco é de 14 cm. O limite do índice de esbeltez, que representa a relação entre a altura efetiva e a espessura efetiva ($\lambda = \frac{h_e}{t_e}$) é indicado por norma e pode ser visualizado na **Tabela 20**.

Tabela 20 - Valores máximos do índice de esbeltez

VALORES MÁXIMOS DO ÍNDICE DE ESBELTEZ	
Não armado	24
Armados	30

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1/2011

Para paredes de alvenaria estrutural, a NBR 15961-1 define a resistência de cálculo por meio da equação (24).

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (24)$$

N_{rd} : força normal resistente de cálculo;

f_d : resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A: área bruta da seção resistente;

R: coeficiente redutor devido à esbeltez - equação (25).

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (25)$$

Para pilares de alvenaria estrutural, a NBR 15961-1 define a resistência de cálculo por meio do produto da equação (24) pelo fator “0,9”. Esse coeficiente surge devido ao fato de que o pilar é tratado como um elemento linear, em contraste com as paredes que são consideradas elementos laminares (Ramalho e Corrêa, 2003). Isso torna os pilares mais propensos a problemas de instabilidade em comparação com as paredes.

2.5.4.2 Cisalhamento

Nas construções de alvenaria estrutural, a ocorrência de esforços de cisalhamento é observada em elementos como vigas, vergas e paredes de contraventamento, especialmente quando eles atuam em conjunto com momentos fletores. Em estruturas aporticadas, essas tensões de cisalhamento também são relevantes nas vigas de apoio (lintéis). Além disso, quando a carga vertical é distribuída por grupos de paredes, surgem tensões de cisalhamento na interface entre as paredes conectadas, devido às diferenças nas cargas que tendem a causar deslocamentos relativos entre essas paredes (Reboredo, 2013).

A fim de calcular as tensões de cisalhamento na interface de paredes interligadas, é necessário primeiro determinar as cargas exercidas sobre as paredes acima delas. Em seguida, é crucial uniformizar essas cargas na base, de maneira que a razão entre a diferença desses valores e a área da interface, que é definida pela multiplicação da espessura pela altura das paredes, resulte na tensão de cisalhamento que atua na interface. Por fim, é imprescindível verificar se a tensão calculada está abaixo da resistência de cálculo (Ramalho e Corrêa, 2003).

A NBR 15961-1 leva em consideração fatores como a coesão e o atrito para a verificação do cisalhamento. A metodologia empregada baseia-se nos princípios de resistência definidos por Coulomb, nos quais as tensões consideram uma parcela inicial resultante da aderência. Esta parcela inicial é ampliada devido ao nível de pré-compressão. Importante notar que a resistência ao cisalhamento da alvenaria depende diretamente das características da argamassa utilizada. Isso se deve ao fato de que a argamassa determina a aderência inicial, considerando a coesão e o nível de pré-compressão. No cálculo, é adotado um coeficiente de atrito (μ) igual a 0,5 para essas análises. Os valores limites são definidos por norma e apresentados na **Tabela 21**.

Tabela 21 - Valores da resistência característica ao cisalhamento

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

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1 apud Steinmetz (2018, p.71)

Vale salientar que a tensão normal de pré-compressão σ é calculada apenas com a influência das ações permanentes ponderadas pelo coeficiente de segurança de ação favorável (0,9). Ademais, a norma recomenda que a resistência característica ao cisalhamento na interface vertical de paredes com juntas amarradas pode ser fixada em 0,35 MPa. Por outro lado, no caso de elementos de alvenaria estrutural submetidos à flexão, que também possuam armaduras posicionadas perpendicularmente ao plano de cisalhamento e envolvidas por graute, a resistência característica ao cisalhamento pode ser calculada pela equação (26).

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (26)$$

ρ : taxa geométrica de armadura – equação (27).

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (27)$$

b: largura da seção transversal;

d: altura útil da seção transversal.

O cálculo da tensão de cisalhamento de cálculo para alvenaria não armada é realizado por meio da equação (28).

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h} \quad (28)$$

Por fim, a verificação ao cisalhamento exige que a tensão de cisalhamento de cálculo não exceda a resistência de cálculo, dada pela equação (29).

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (29)$$

Em uma situação em que $\tau_{vd} > f_{vd}$, torna-se necessário colocar uma armadura de cisalhamento cuja área pode ser calculada pela equação (30).

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (30)$$

A_{sw} : área de aço necessária para resistir ao cisalhamento;

V_d : força cortante de cálculo;

V_a : força cortante absorvida pela alvenaria - equação (31);

f_{yd} : resistência de cálculo da armadura;

s : espaçamento entre as armaduras.

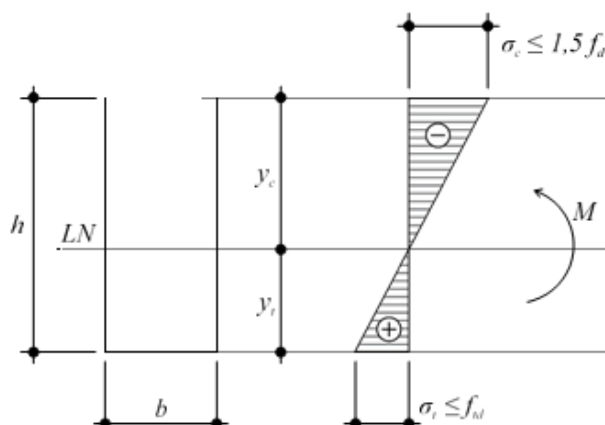
$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (31)$$

É importante ressaltar que conforme estabelecido pela norma NBR 15961-1, em nenhuma circunstância é permitido que o espaçamento (s) seja superior a 50% da altura útil (d). Para vigas de alvenaria, esse limite é ainda mais restrito, não podendo ultrapassar 30 cm. No caso de paredes que são reforçadas para resistir aos esforços de cisalhamento, o espaçamento máximo permitido é de 60 cm.

2.5.4.3 Flexão simples para alvenaria não armada

Conforme estabelecido pela NBR 15961-1, a tensão máxima de tração de cálculo (σ_t) não deve exceder a resistência à tração de cálculo da alvenaria (f_{td}). Além disso, a tensão máxima de compressão de cálculo na flexão não deve ultrapassar 1,5 vezes a resistência à compressão de cálculo da alvenaria ($1,5 f_d$). Isso ocorre devido ao fato de que nem todos os pontos na região comprimida estão sujeitos à mesma tensão. A **Figura 45** ilustra claramente como a região com as tensões mais elevadas é delimitada pela região de tensão menor.

Figura 45 - Diagrama de tensões para alvenaria não armada



Fonte: Adaptado da NBR 15961-1/2011 apud Steinmetz (2018, p.73)

No cenário de ações variáveis, como, por exemplo, a ação do vento, é admissível considerar a resistência à tração da alvenaria sob flexão de acordo com os valores característicos estabelecidos na **Tabela 22**. Essa consideração é aplicável a argamassas compostas por cimento, cal e areia, sem a presença de aditivos ou adições, e com juntas verticais preenchidas. Para situações distintas, em que não se aplicam essas condições, a determinação da resistência de tração na flexão deve seguir o procedimento delineado no Anexo C da ABNT NBR 15961-2/2011 ou as diretrizes especificadas na ABNT NBR 14322 (Paredes de alvenaria estrutural – Verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão).

Tabela 22 - Valores característicos da resistência à tração na flexão

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

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1/2011 apud Steinmetz (2018, p.74)

É importante observar que a resistência a ser levada em conta é aquela referente à situação em que as tensões atuam perpendicularmente às fileiras de alvenaria (normal à fiada). Isso se deve ao fato de que as juntas de assentamento, ou seja, as fileiras de blocos, são dispostas horizontalmente, e as tensões de tração resultantes do momento fletor agem em uma direção normal a essas juntas.

2.5.4.4 Flexão Composta

A flexão composta é a combinação da solicitação axial com o momento fletor. Geralmente, ocorre em elementos como paredes de contraventamento e paredes de reservatórios, que estão sujeitas a esforços de compressão consideráveis. Essas paredes, juntamente com as cargas verticais, frequentemente estão sujeitas a ações laterais, como aquelas geradas pelo vento em edifícios. Isso resulta em esforços combinados de flexão, compressão e cisalhamento nas paredes. Conforme apontado por Ramalho e Corrêa (2003), em edifícios de até 8 pavimentos, a flexão composta geralmente não desempenha um papel crítico. No entanto, em edifícios mais altos, torna-se um aspecto crucial a ser considerado no projeto estrutural.

2.5.4.4.1 Flexo-compressão em alvenaria não armada

Segundo a NBR 15961-1, as tensões normais de compressão na seção transversal devem ser calculadas combinando as tensões normais lineares resultantes do momento fletor com as tensões normais uniformes causadas pela força de compressão por meio da equação (32).

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{1,5 \cdot W} \leq f_d \quad (32)$$

N_d : esforço normal de cálculo – equação (33);

A: área da seção transversal;

R: redutor devido à esbeltez;

M_d : momento fletor de cálculo – equação (34);

W: módulo de resistência à flexão;

f_d : resistência de cálculo à compressão.

$$N_d = 1,4 \cdot N_k \quad (33)$$

$$M_d = 1,4. M_k \quad (34)$$

2.5.4.4.2 Flexo-tração em alvenaria não armada

Segundo a NBR 15961-1, as tensões normais de tração na seção transversal devem satisfazer a equação (35).

$$\frac{M_d}{W} - \frac{N_d}{A} \leq f_{td} \quad (35)$$

f_{td} : resistência de cálculo à tração.

N_d : esforço normal de cálculo – equação (36);

A: área da seção transversal;

W: módulo de resistência à flexão;

M_d : momento fletor de cálculo – equação (34);

$$N_d = 0,9. N_{permanentes} \quad (36)$$

Interessante perceber a utilização do coeficiente favorável no esforço normal devido à compressão pois esse efeito ameniza os efeitos de tração na alvenaria tendo em vista que promove o contato mais firme entre os blocos, impedindo o seu deslocamento.

3 METODOLOGIA

O desenvolvimento do projeto de uma edificação em alvenaria estrutural segue um processo distinto em comparação com projetos convencionais de estruturas em concreto armado. Caracterizada pela dualidade de funções, em que as paredes desempenham papéis estruturais e de vedação, a edificação em alvenaria deve satisfazer simultaneamente requisitos arquitetônicos, estruturais e de infraestrutura, como instalações elétricas e hidráulicas. Portanto, o dimensionamento da edificação presente nos resultados desse trabalho envolve uma série de etapas:

1: Definição do projeto arquitetônico, incluindo a modulação com base na família e dimensões dos blocos usados, bem como a especificação de aberturas, detalhes de lajes, pisos, contrapisos, rebaixos e escadas;

2: Levantamento e definição dos parâmetros relativos aos materiais empregados, tais como resistência dos blocos, proporção entre prismas e blocos, módulos de elasticidade e limites de resistência aos esforços solicitantes.

3: Coleta de todas as ações verticais e horizontais, permanentes e acidentais, que atuarão na estrutura, juntamente com as combinações a serem utilizadas para as verificações nos estados limites últimos e de serviço.

4: Cálculo e análise dos efeitos de torção causados pela assimetria em planta das paredes estruturais;

5: Escolha do modelo de cálculo capaz de levar em conta a distribuição de carregamentos e os esforços atuantes em cada elemento estrutural;

6: Dimensionamento de cada elemento, envolvendo a avaliação da resistência desses elementos para as cargas e condições de serviço especificadas. O dimensionamento será realizado incluindo e excluindo os efeitos torsionais;

7: Comparação entre os resultados de dimensionamento obtidos a fim de estabelecer uma conclusão acerca do impacto do efeito tórsor em edifícios concebidos em alvenaria estrutural.

3.1 APRESENTAÇÃO DO CASO

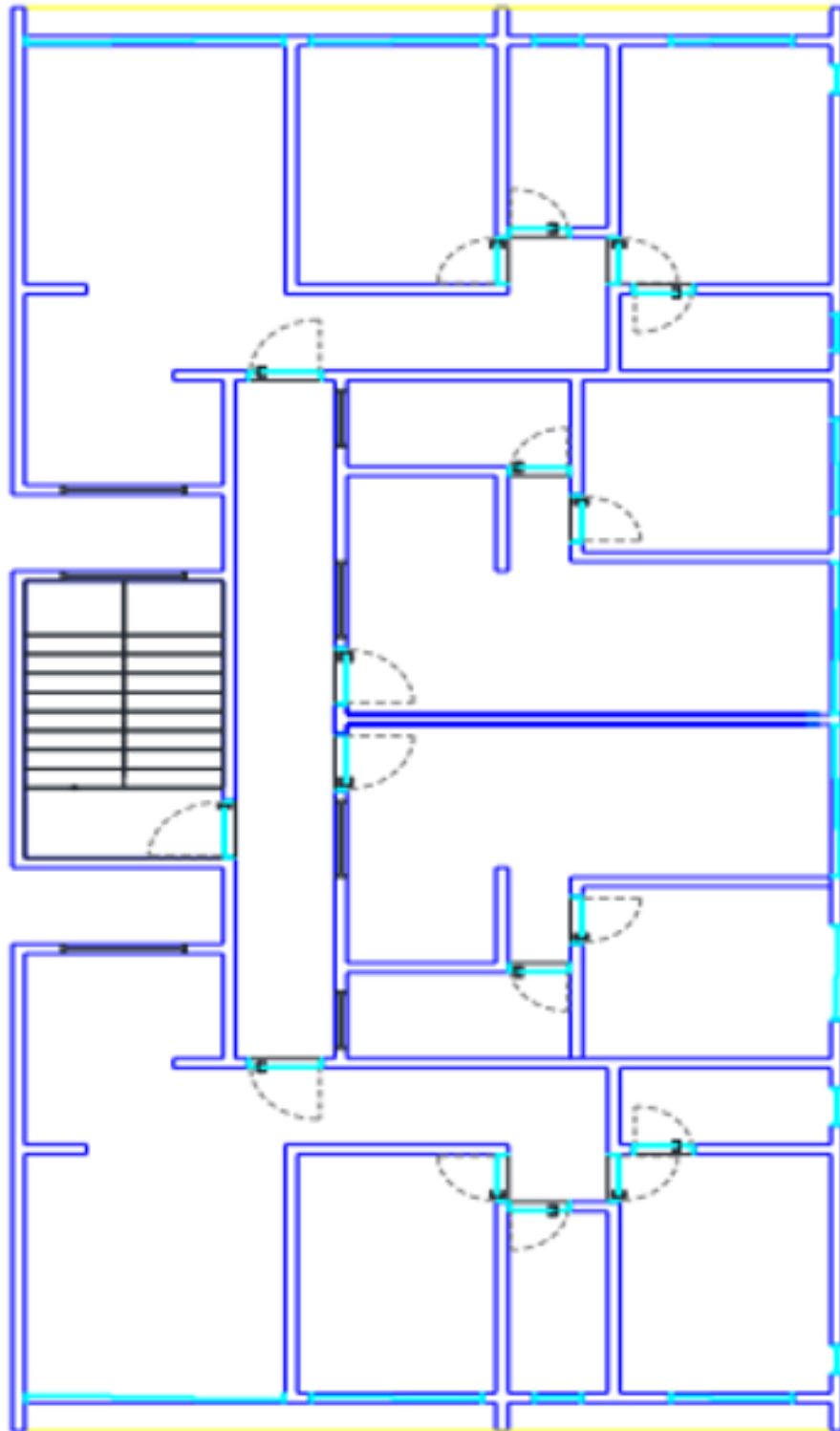
Com o objetivo de assegurar a eficiência econômica oferecida pela alvenaria estrutural, é necessário considerar diversos fatores. Um desses aspectos cruciais é a elaboração de um projeto arquitetônico que apresente dimensões apropriadas, seguindo a modulação definida pelos blocos utilizados. Isso deve ser feito de forma a evitar a excessiva utilização dos chamados "blocos especiais". Em outras palavras, esses blocos devem ser reservados para posições específicas em que foram concebidos, geralmente em cantos e encontros de paredes. Isso é feito para garantir o encaixe preciso e o intertravamento adequado das paredes e fiadas de blocos. Um aspecto importante a se notar foi a escolha por um projeto de planta com assimetria em uma das direções a fim de analisar o aparecimento de esforços de torção devido ao deslocamento do centro de rigidez em relação ao centro geométrico.

O projeto arquitetônico consiste em uma edificação que contém pilotis + mesa de concreto armado, quatro pavimentos tipos com alvenaria estrutural partindo acima da mesa, uma cobertura com acesso para manutenção, o barrilete e o reservatório. Os pavimentos tipo são constituídos de quatro apartamentos e contemplam uma área total de 164,16 m². Além disso, conta com dois reservatórios de 2000 litros de água cada. A planta baixa do pavimento tipo e da cobertura estão representadas, respectivamente, na **Figura 46** e na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Para a modulação horizontal, optou-se pela utilização do bloco vazado cerâmico padrão de 14x19x29 (**Tabela 3**). Já para a modulação vertical, considerando a junta horizontal de 1 cm, temos o padrão de 20 cm. O pé esquerdo da edificação é de 2,80 m em que a última fiada é composta por blocos canaletas “J” ou compensadores “U” onde se encaixa a laje com a espessura de 12 cm. Com relação ao acabamento, foi considerada uma espessura de 0,5cm para cada face da parede, gerando uma espessura total de 15cm para a parede acabada. Relativo às juntas horizontais, foi adotado preenchimento parcial, ou seja, o assentamento será

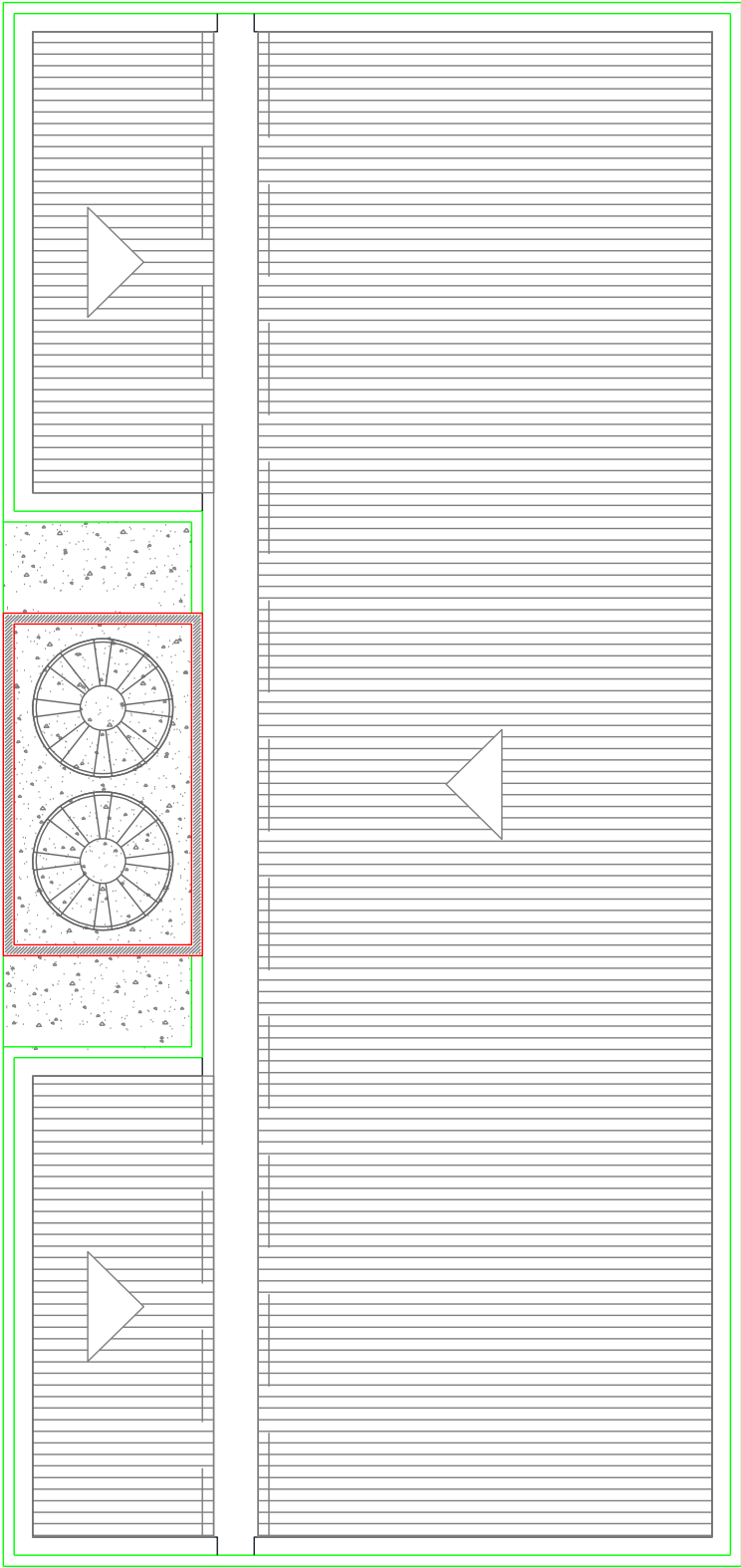
realizado apenas nas juntas longitudinais. Vale salientar que todos os desenhos apresentados nesse projeto foram realizados com o auxílio do software AutoCad (2023).

Figura 46 - Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Adaptado de Barreto e Araujo (2023)

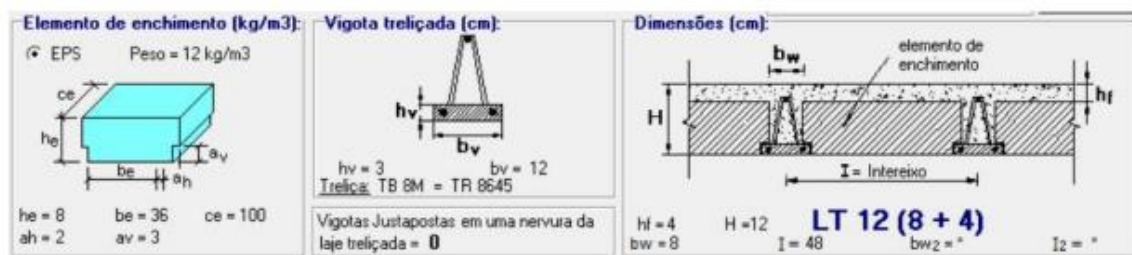
Figura 47 - Planta baixa da coberta, barrilete e reservatório



Fonte: Adaptado de Barreto e Araujo (2023)

As cintas (vigas) utilizadas para o fechamento de algumas lajes foram adotadas com as dimensões de 14 cm de largura e 20 cm de altura, sendo a primeira dimensão para coincidir com as paredes e a segunda por ser um valor referente a projetos de porte semelhante e para se adequar à modulação vertical. O edifício será constituído de lajes nervuradas pré-moldadas unidirecionais, sendo o elemento de preenchimento escolhido, o EPS. Seguindo o catálogo da ArcelorMittal, foi escolhida a Laje TB 8M, sendo o critério de escolha apenas a maior demanda dessa laje no mercado para obras de pequeno porte (até 5 pavimentos) como a do projeto apresentado. Vale salientar que a laje possui doze centímetros de espessura, sendo quatro centímetros de cobertura das treliças e oito centímetros de altura das cubetas, e que o espaço entre eixos é igual a 48cm (**Figura 48**).

Figura 48 - Resultados obtidos pelo Software Treliças

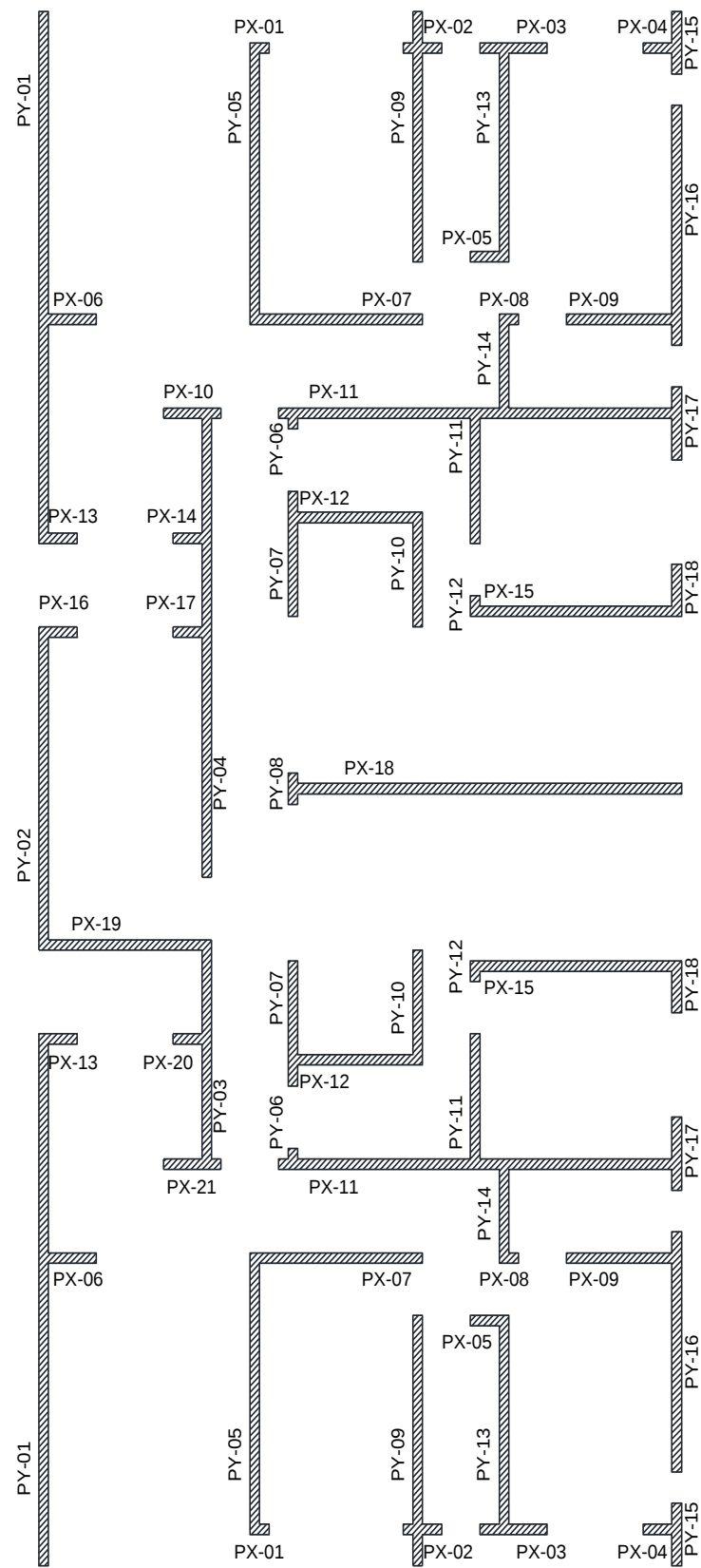


Fonte: Autor (2023)

3.2 DEFINIÇÃO E POSICIONAMENTO DAS PAREDES ESTRUTURAIS

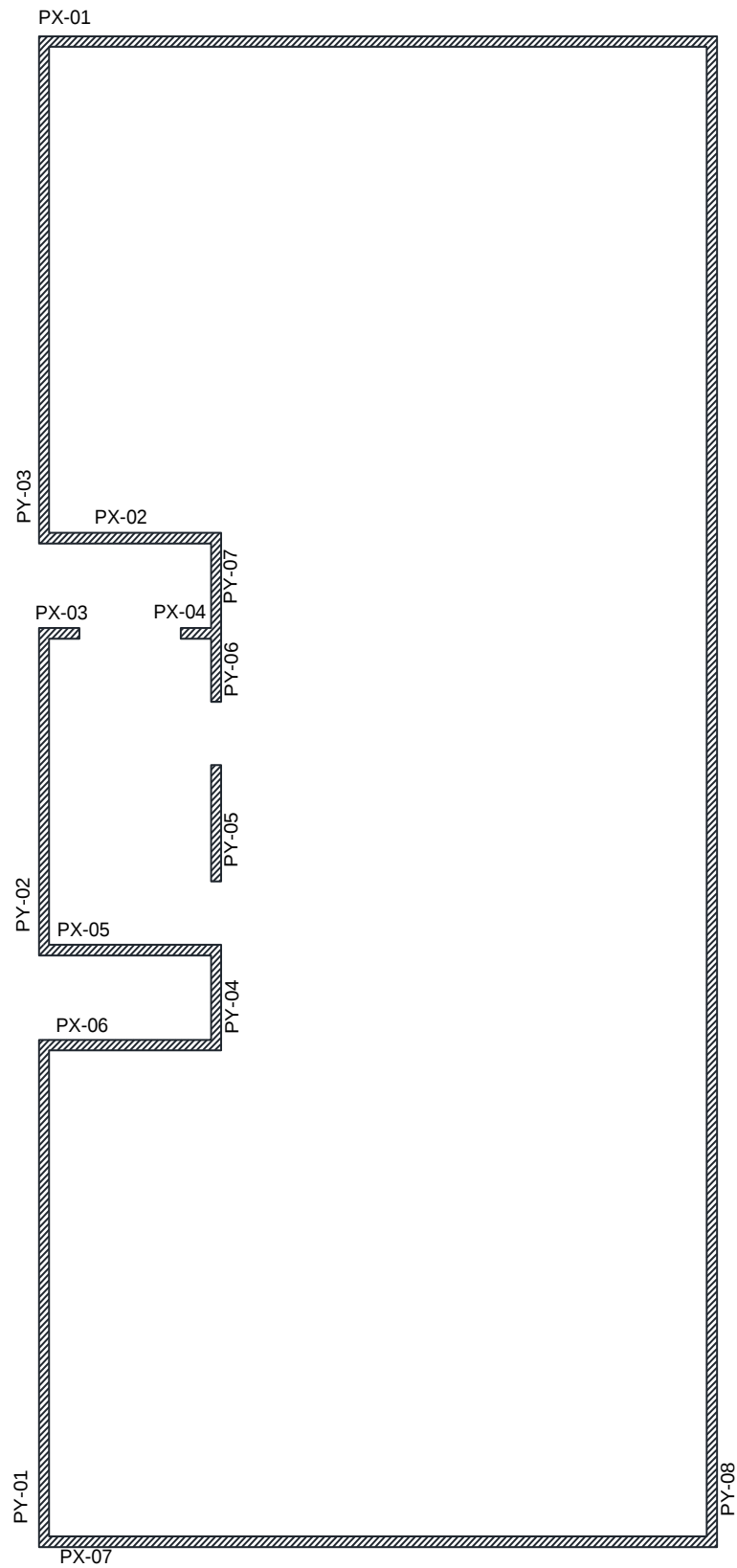
Uma definição precisa dos elementos estruturais desempenha um papel fundamental na garantia de que o sistema estrutural possuirá o contraventamento necessário nas direções "X" e "Y" do edifício, em relação ao seu plano. Para alcançar isso, todas as paredes consideradas estruturais foram definidas com base na planta baixa do projeto arquitetônico. Os limites de cada parede foram determinados com base nas extremidades das aberturas de portas e janelas, ou levando em consideração os pontos de interseção de paredes. Isso resultou nas dimensões de cada parede estrutural. Cada parede foi nomeada na direção "X" e "Y" seguindo uma sequência da esquerda para a direita e de cima para baixo. Esse método segue o padrão comumente adotado em projetos estruturais para a numeração de seus elementos. A **Figura 49**, a **Figura 50** e a **Figura 51** representam a definição de todas as paredes estruturais do edifício.

Figura 49 - Definição das paredes estruturais (Pavimento Tipo)



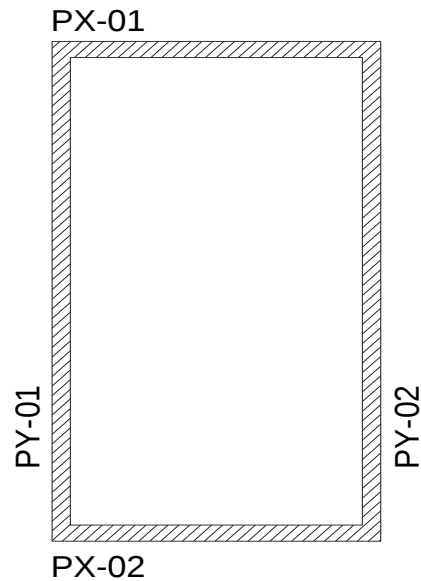
Fonte: Autor (2023)

Figura 50 - Definição das paredes estruturais (Coberta)



Fonte: Autor (2023)

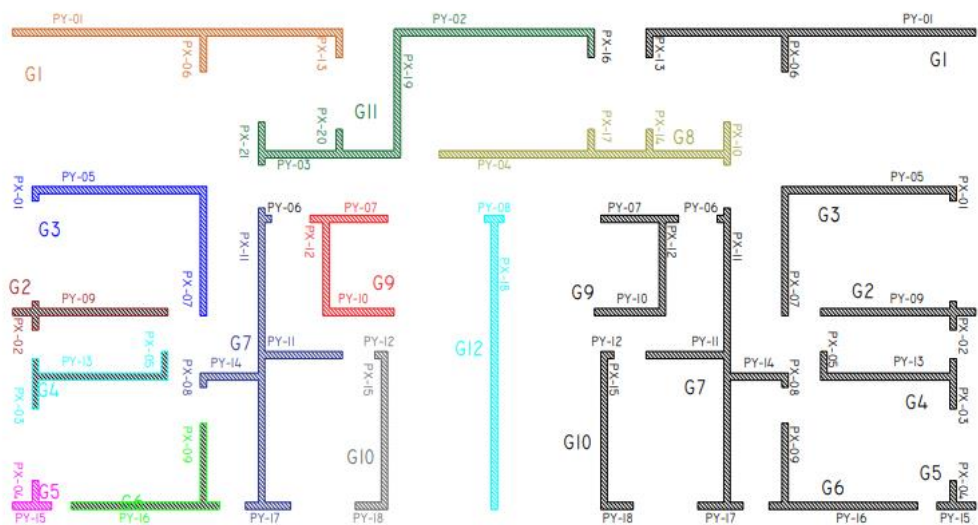
Figura 51 - Definição das paredes estruturais (Barrilete+Reservatório)



Fonte: Autor (2023)

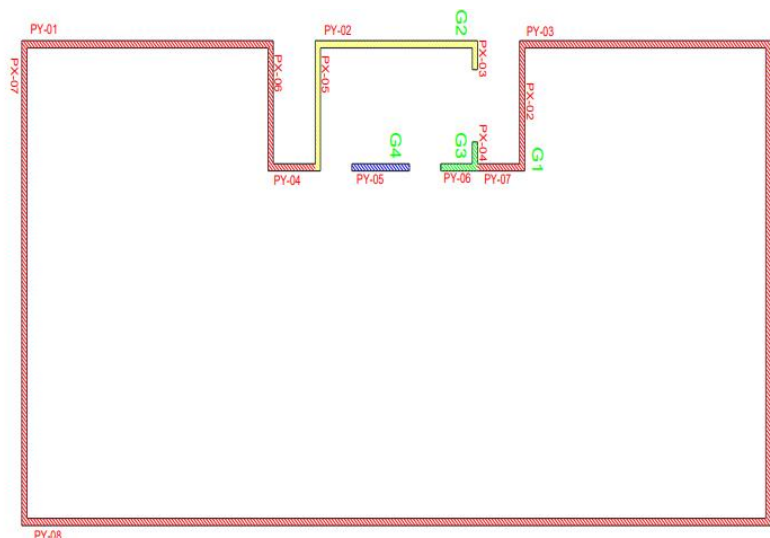
Posteriormente, a partir da continuidade das paredes estruturais (sem presença de aberturas), foram definidos os grupos verticais de paredes (**Figura 52, Figura 53 e Figura 54**), sendo nomeados da esquerda para direita e de cima para baixo, para cada tipo de pavimento. Vale salientar que não se definem grupos de paredes simétricos que já possuem discretização.

Figura 52 - Grupos verticais (Pavimento tipo)



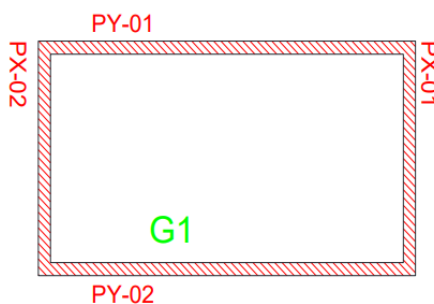
Fonte: Autor (2023)

Figura 53 - Grupos Verticais (Coberta)



Fonte: Autor (2023)

Figura 54 - Grupo Vertical (Barrilete + Reservatório)



Fonte: Autor (2023)

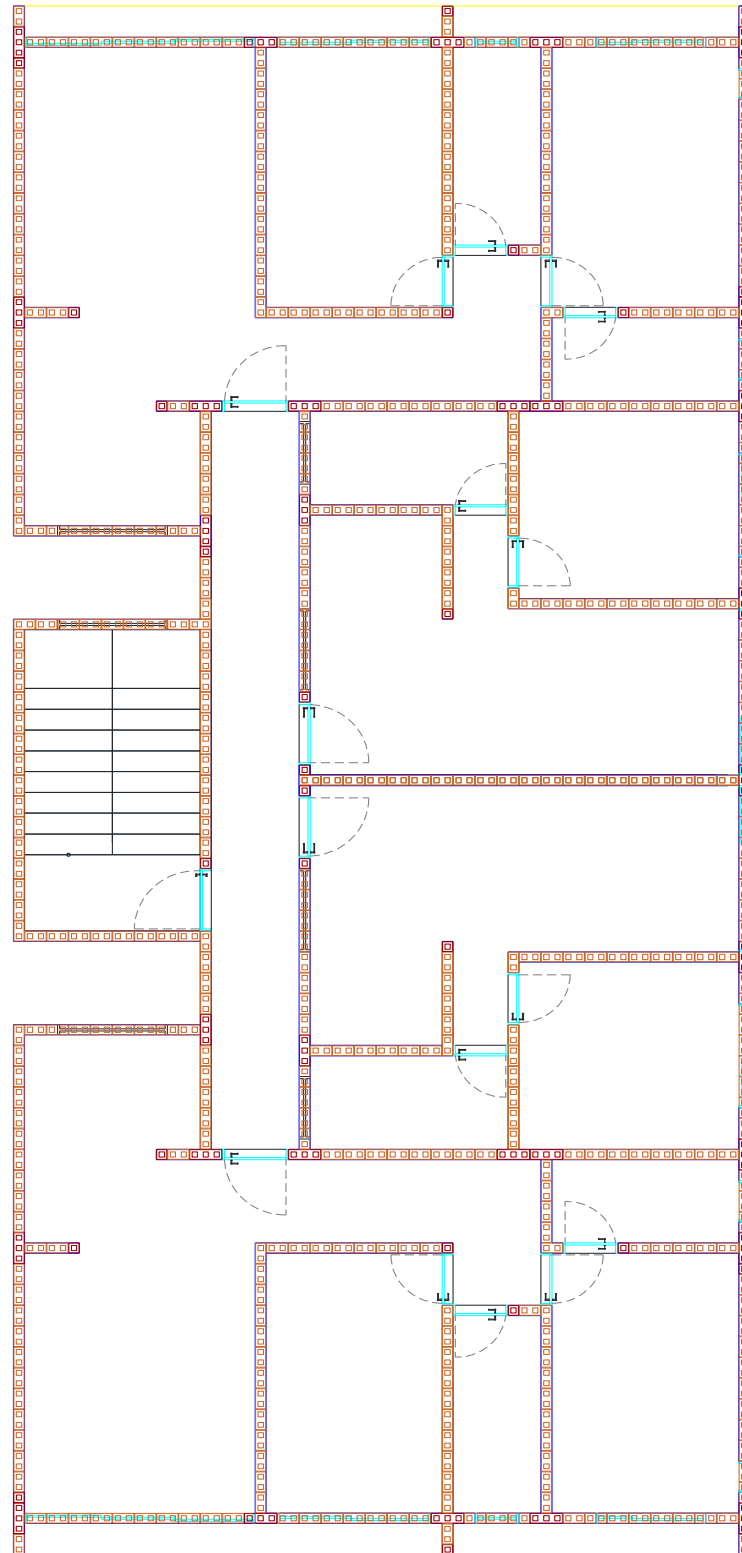
3.3 PLANTA DE FIADAS E PLANTA DE FORMA

Definidas as paredes estruturais, torna-se possível a criação das plantas de primeira e segunda fiadas da edificação, respeitando a amarração direta e a correta utilização dos blocos especiais conforme explicado no tópico 2.4.3 (**Figura 55**, **Figura 56**, **Figura 57**, **Figura 58**, **Figura 59** e **Figura 60**).

Em seguida, foi concebida a planta de forma do pavimento tipo (**Figura 61**). Almejando conseguir os menores vãos, foram posicionadas, em sua maioria, nervuras perpendiculares ao menor vão. Em casos como as lajes de patamar e chegada da escada foi adotado uma postura diferente, tendo em vista a opção por não sobrecarregar as suas vigas e transmitir as cargas para a real estrutura, as paredes. Ademais, visando reduzir os vãos e

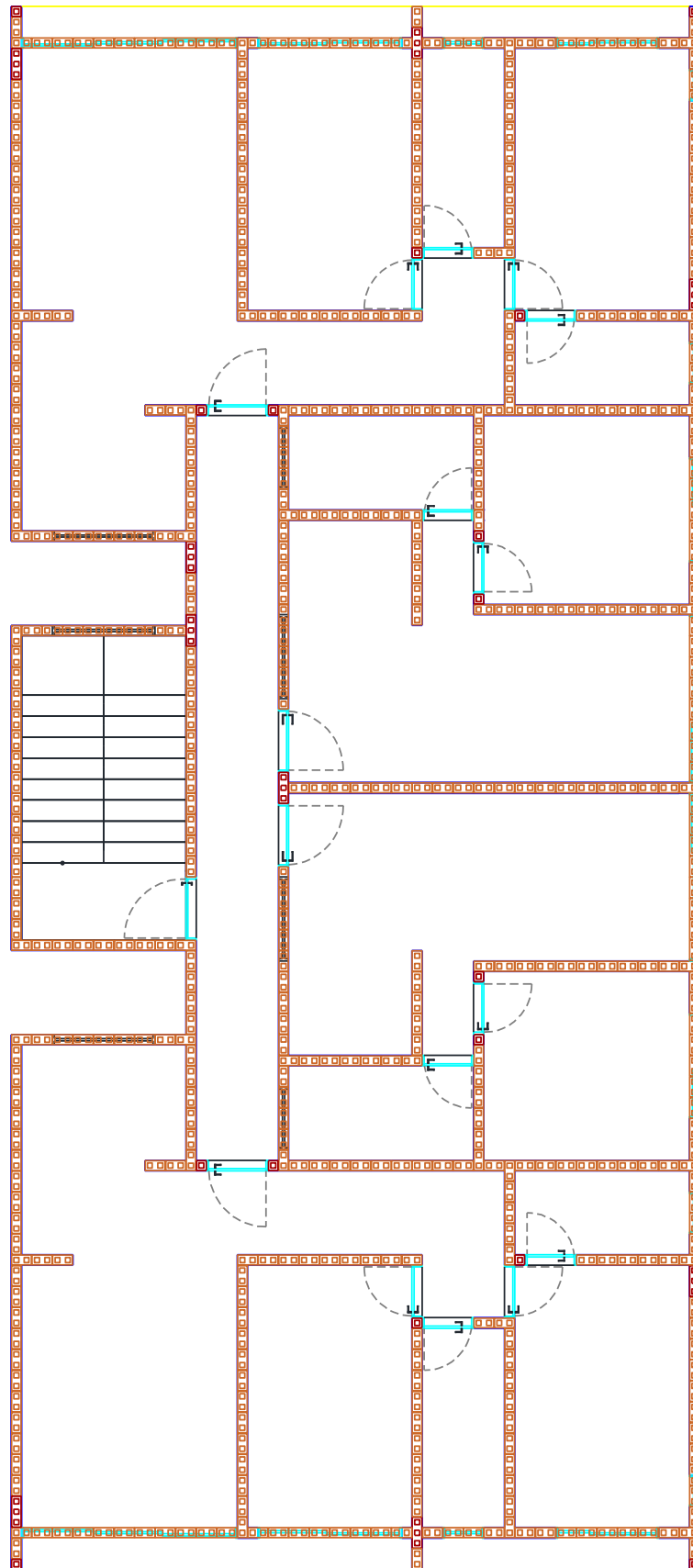
discretizar melhor os planos de lajes, foram adicionadas algumas cintas (comportamento de viga) na estrutura.

Figura 55 - Planta de primeira fiada (Pavimento Tipo)



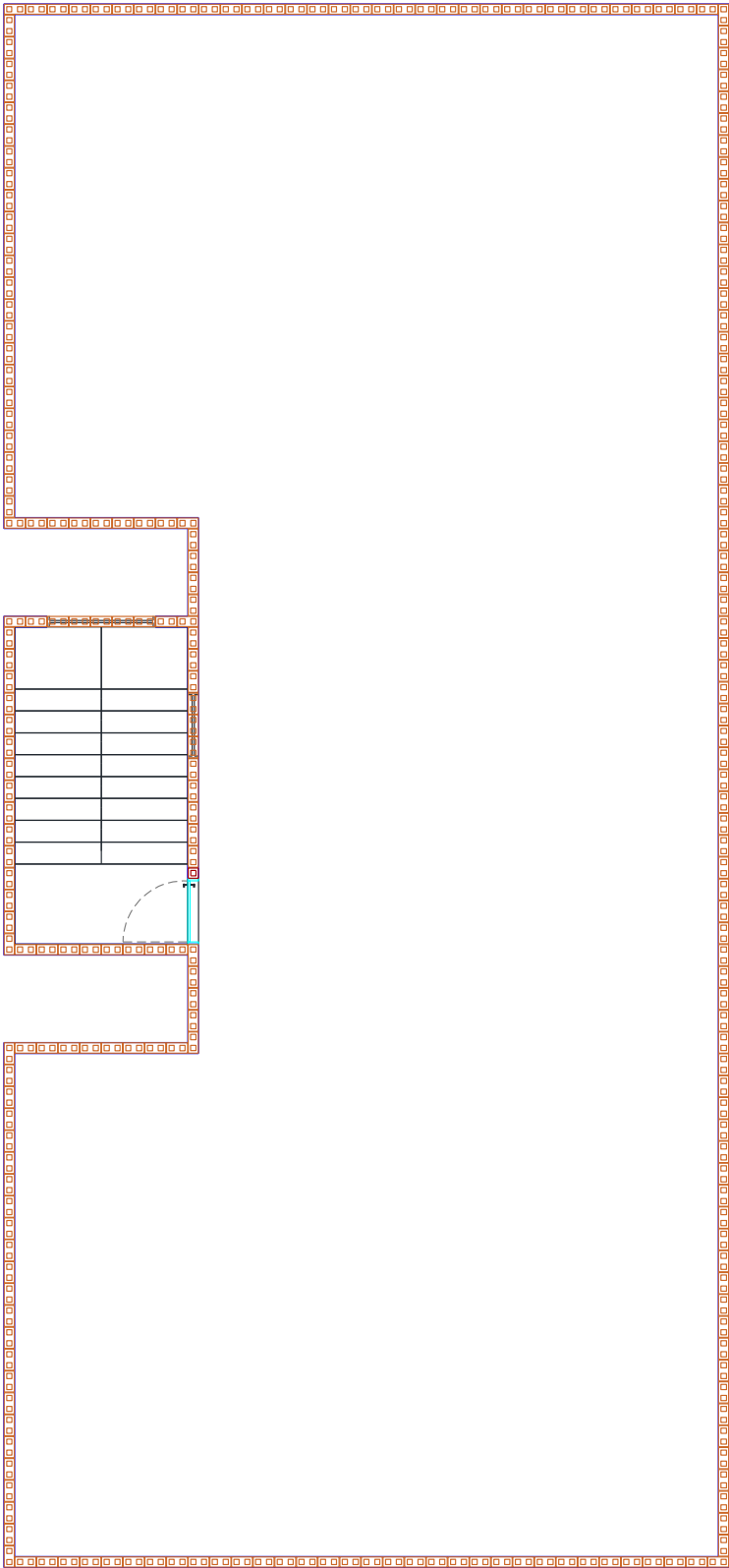
Fonte: Autor (2023)

Figura 56 - Planta de segunda fiada (Pavimento tipo)



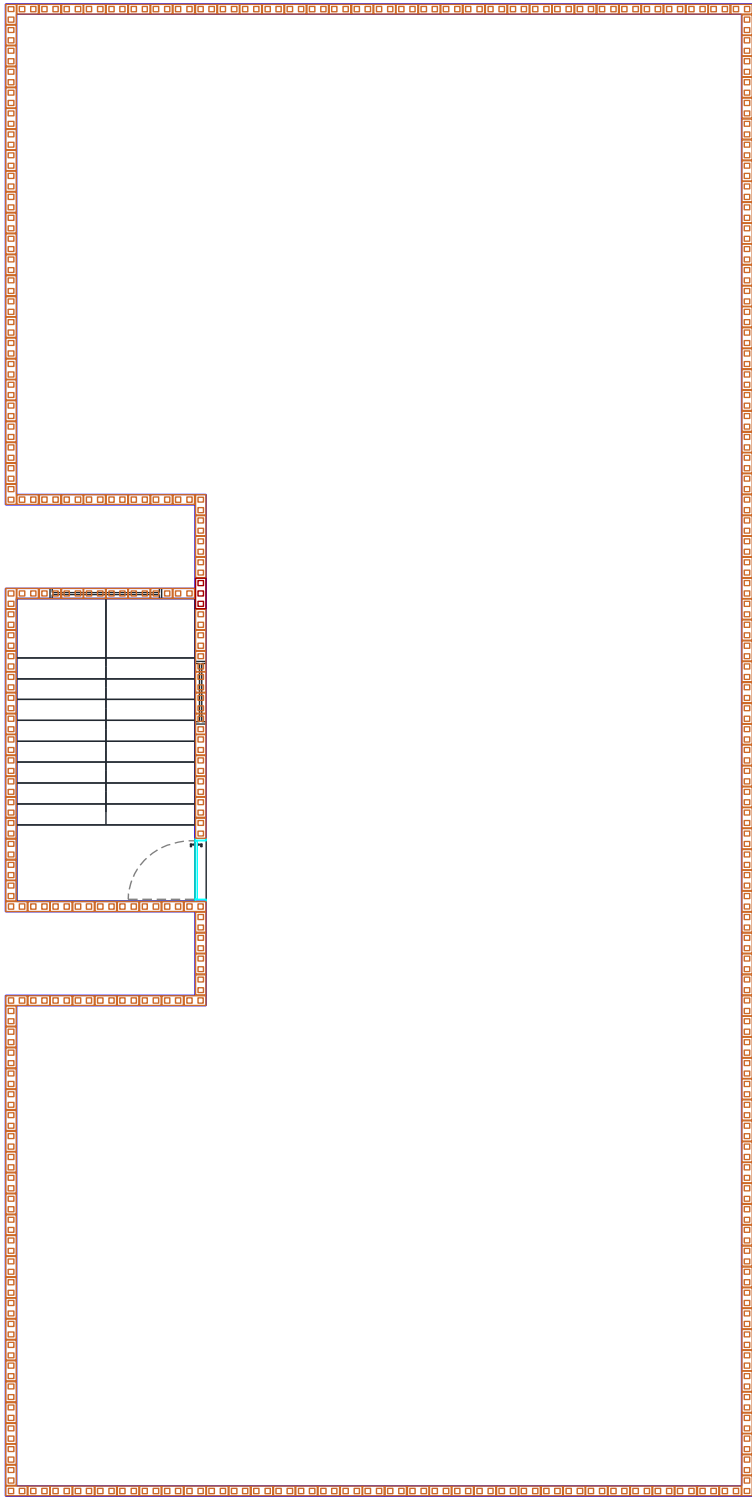
Fonte: Autor (2023)

Figura 57 - Planta de primeira fiada (Coberta)



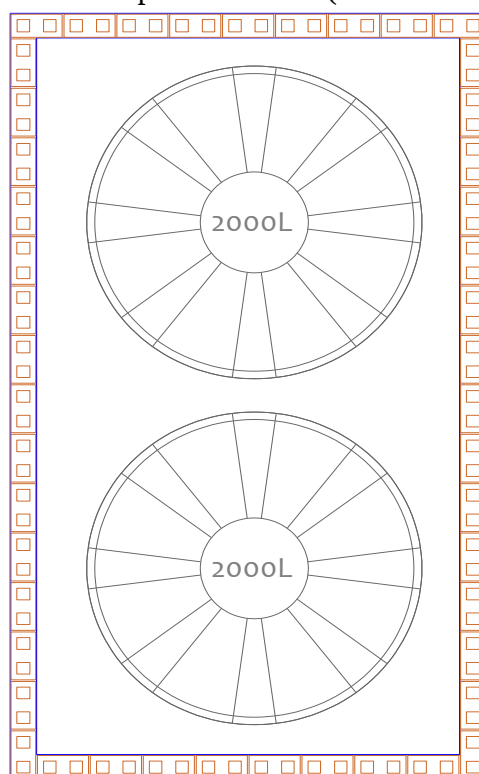
Fonte: Autor (2023)

Figura 58 - Planta de segunda fiada (Coberta)



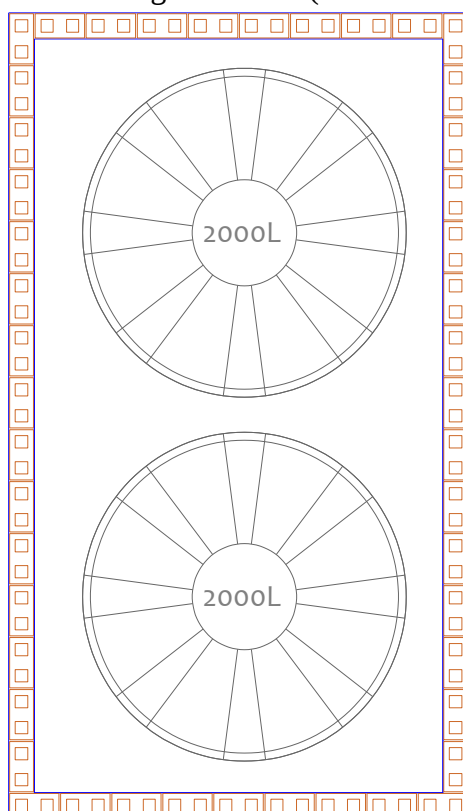
Fonte: Autor (2023)

Figura 59 - Planta de primeira fiada (Barrilete + Reservatório)



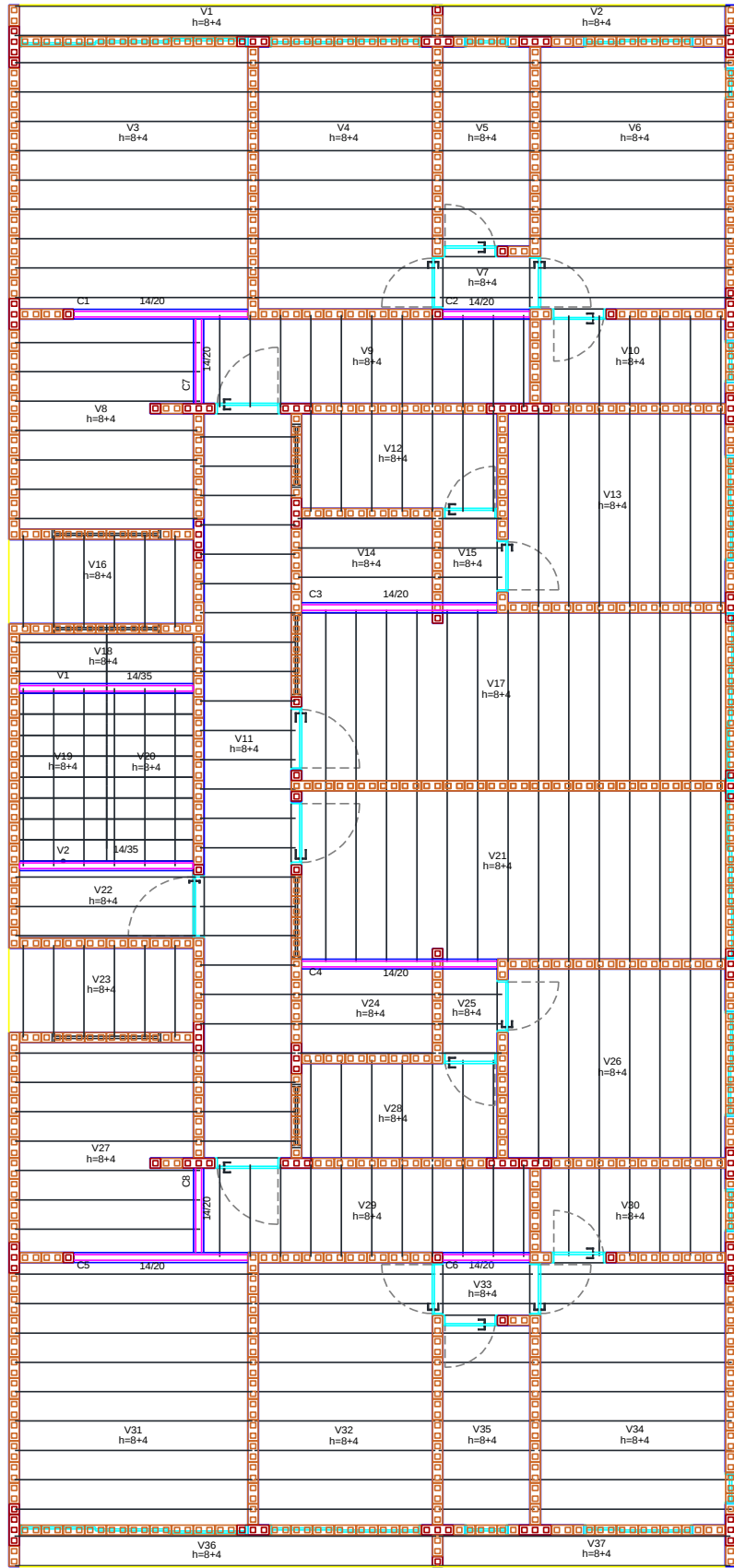
Fonte: Autor (2023)

Figura 60 - Planta de segunda fiada (Barrilete + Reservatório)



Fonte: Autor (2023)

Figura 61 - Planta de forma (Pavimento Tipo)

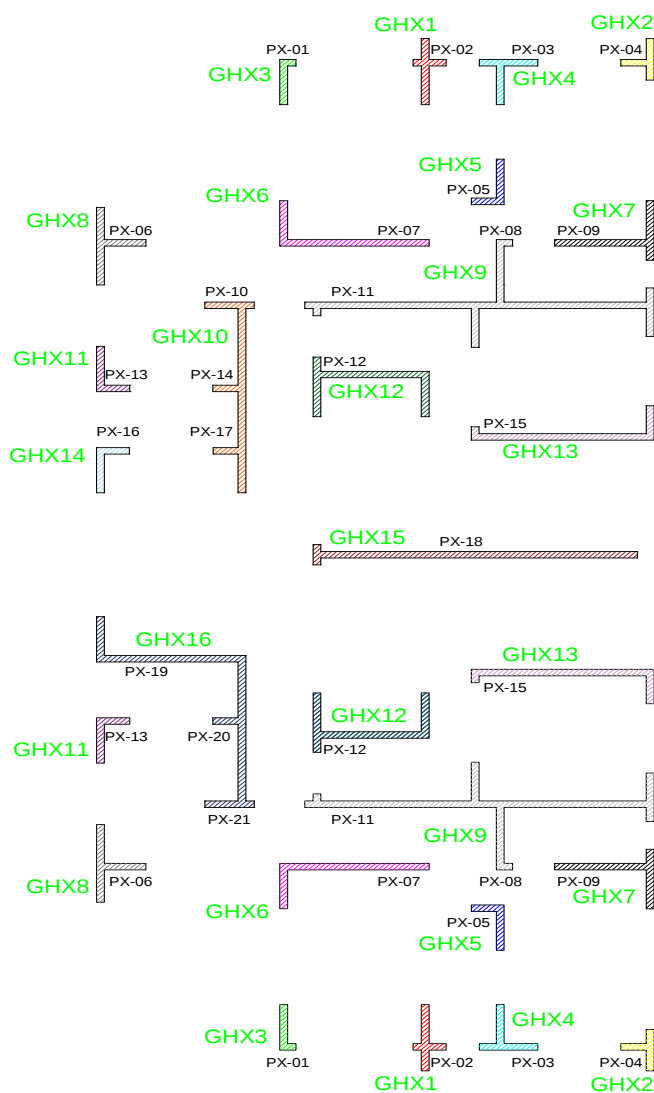


Fonte: Autor (2023)

3.4 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO E PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

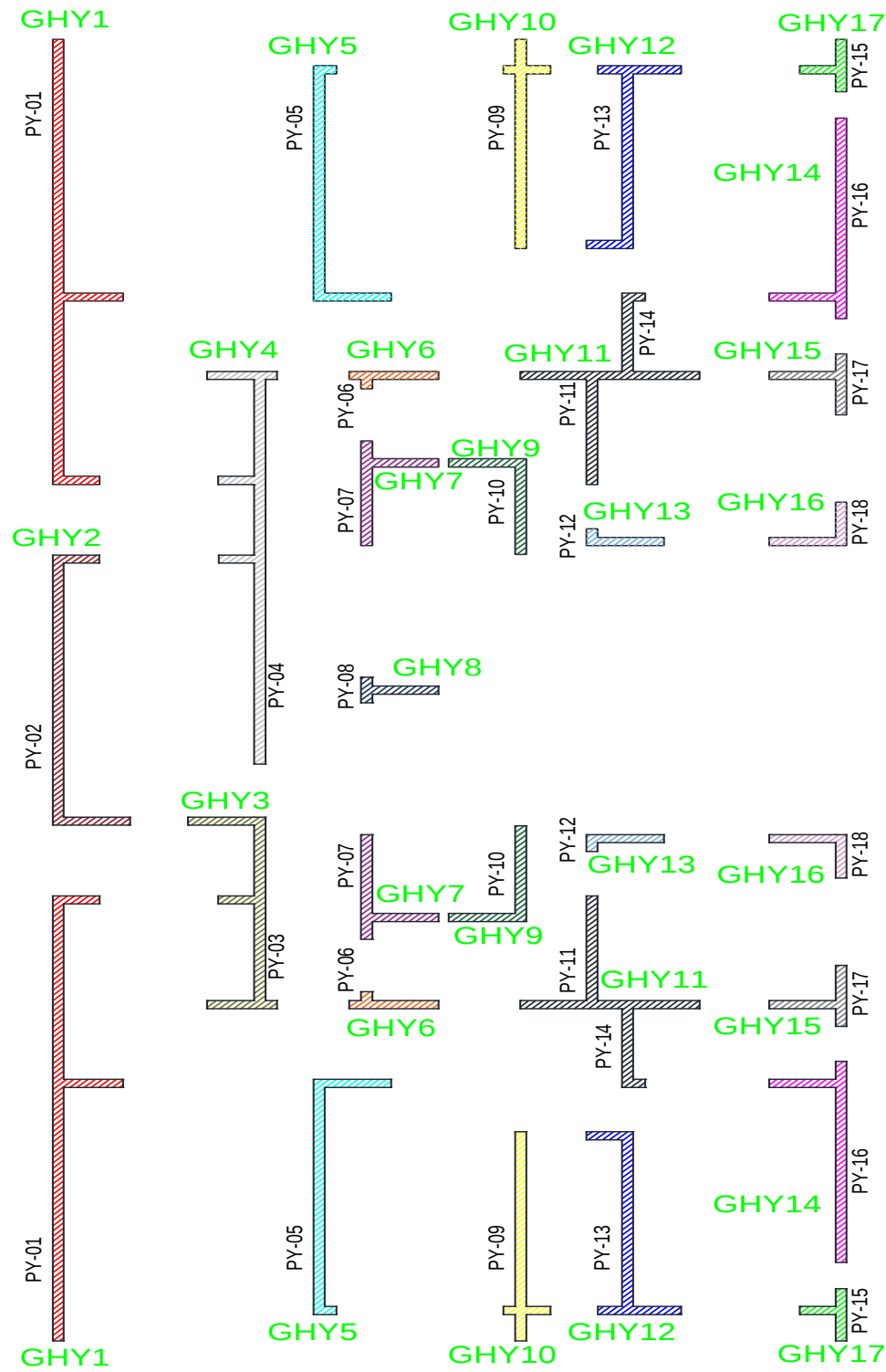
As paredes de contraventamento são divididas de acordo com a direção analisada. Integram o sistema de contraventamento todas as paredes identificadas como estruturais nessa direção, incluindo as extensões das paredes adjacentes a elas. O comprimento das extensões das paredes é restrito a até seis vezes a espessura da parede e não é permitida a duplicação da mesma extensão em duas paredes de contraventamento. Como mencionado no tópico 2.5.2.2.3, levar em conta essas extensões têm um impacto significativo nos cálculos do sistema. As paredes de contraventamento na direção “X” e “Y”, bem como a divisão dos grupos horizontais estão representadas pela **Figura 62** e pela **Figura 63**.

Figura 62 - Grupos Horizontais na direção X



Fonte: Autor (2023)

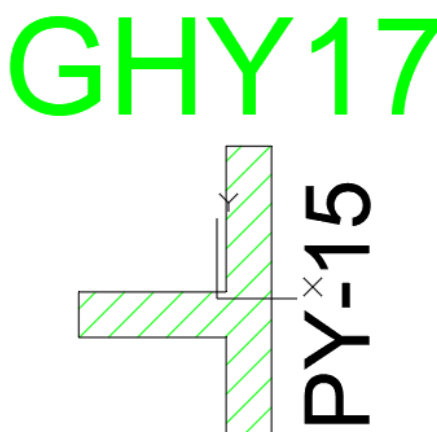
Figura 63 - Grupos horizontais na direção Y



Fonte: Autor (2023)

Para o posterior cálculo das ações horizontais e dimensionamento, será necessária a utilização das propriedades geométricas das paredes estruturais de contraventamento. Dessa forma, utilizando o comando “*massprop*” (**Figura 65**) do software AutoCAD (2023) e colocando cada parede na coordenada global 0,0 (x,y), foi possível obter a área, o momento de inércia e o centroide de cada parede, além da distância do centroide até a borda mais afastada (caixa delimitadora). Vale ressaltar que o momento de inércia relevante é o da direção contrária à analisada. Ou seja, para as paredes de contraventamento em “Y”, o momento de inércia mais substancial será em “X”. A **Figura 64** representa um exemplo de como esse processo foi realizado para todas os grupos horizontais em ambas as direções.

Figura 64 - Exemplo de cálculo das propriedades geométricas



Fonte: Autor (2023)

Figura 65 - Propriedades geométricas da PY-15

Comando: PROPMASS			
Selecionar objetos: 1 encontrado			
Selecionar objetos:			
----- REGIÕES -----			
Área:	0.1890		
Perímetro:	2.9800		
Caixa delimitadora:	X: -0.4248	--	0.1702
	Y: -0.4230	--	0.4720
Centroide:	X: 0.0000		
	Y: 0.0000		
Momentos de inércia:	X: 0.0087		
	Y: 0.0050		

Fonte: Autor (2023)

Os resultados estão representados na **Tabela 23** e na **Tabela 24**.

Tabela 23 - Propriedades geométricas dos grupos horizontais na direção X

Propriedades geométricas - Direção X						
Grupo	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Repetições	Inércia Total (m ⁴)	Distância para a borda mais afastada (m)	Comprimento na direção indicada (m)
GHX1	0,2641	0,0031	2	0,0062	0,3506	0,595
GHX2	0,189	0,005	2	0,01	0,4247	0,595
GHX3	0,1582	0,0006	2	0,0012	0,2008	0,29
GHX4	0,2646	0,0152	2	0,0304	0,5917	1,05
GHX5	0,2002	0,005	2	0,01	0,4272	0,59
GHX6	0,4942	0,373	2	0,746	1,6484	2,69
GHX7	0,4116	0,1339	2	0,2678	1,2177	1,79
GHX8	0,3402	0,0197	2	0,0394	0,6827	0,89
GHX9	1,3573	4,2087	2	8,4174	3,4406	6,29
GHX10	0,8099	0,0234	1	0,0234	0,589	0,89
GHX11	0,2009	0,0052	2	0,0104	0,4307	0,595
GHX12	0,5705	0,3681	2	0,7362	1,118	2,09
GHX13	0,5633	0,6601	2	1,3202	1,8222	3,29
GHX14	0,2002	0,005	1	0,005	0,4272	0,59
GHX15	0,8596	2,6483	1	2,6483	3,0593	5,84
GHX16	1,1039	1,0065	1	1,0065	1,8708	2,84

Fonte: Autor (2023)

Tabela 24 – Propriedades geométricas dos grupos horizontais na direção Y

Propriedades geométricas - Direção Y						
Grupo	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Repetições	Inércia Total (m ⁴)	Distância para a borda mais afastada (m)	Comprimento na direção indicada (m)
GHY1	1,2383	6,0629	2	12,1258	4,0638	7,64
GHY2	0,8302	2,0619	1	2,0619	2,468	4,64
GHY3	0,7469	0,9699	1	0,9699	1,6792	3,29
GHY4	1,1753	4,6872	1	4,6872	3,7542	6,74
GHY5	0,7042	1,2462	2	2,4924	2,2875	4,04
GHY6	0,1799	0,0007	2	0,0014	0,2072	0,295
GHY7	0,3689	0,0895	2	0,179	1,0641	1,795
GHY8	0,1792	0,0012	1	0,0012	0,22	0,44
GHY9	0,3472	0,0954	2	0,1908	1,074	1,64
GHY10	0,5665	0,6324	2	1,2648	1,939	3,5915
GHY11	0,7798	0,4703	2	0,9406	1,7734	3,29
GHY12	0,63	0,7803	2	1,5606	1,632	3,14
GHY13	0,1582	0,0006	2	0,0012	0,2008	0,29
GHY14	0,5999	0,6489	2	1,2978	1,9867	3,445
GHY15	0,2646	0,0152	2	0,0304	0,5917	1,05
GHY16	0,2219	0,0101	2	0,0202	0,5328	0,745
GHY17	0,189	0,0087	2	0,0174	0,4719	0,895

Fonte: Autor (2023)

Além disso, para a consideração dos esforços devido à torção, serão necessárias as propriedades geométricas das paredes de contraventamento em ambas as direções sem a contribuição das flanges. O processo de cálculo é o mesmo citado anteriormente e seus resultados estão presentes na **Tabela 25** e na **Tabela 26**.

Tabela 25 - Propriedades geométricas das paredes sem abas em Y

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS PAREDES SEM ABAS EM Y						
Parede	Área (m²)	Inércia (m4)	Repetições	Inércia Total (m4)	Distância para a borda mais afastada (m)	Comprimento na direção indicada (m)
PY-01	1,0591	5,051	2	10,102	3,7825	7,565
PY-02	0,6286	1,0561	1	1,0561	2,245	4,49
PY-03	0,4396	0,3612	1	0,3612	1,57	3,14
PY-04	0,9331	3,4542	1	3,4542	3,3325	6,665
PY-05	0,5446	0,6867	2	1,3734	1,945	3,89
PY-06	0,0301	0,0001	2	0,0002	0,1075	0,215
PY-07	0,2506	0,0669	2	0,1338	0,895	1,79
PY-08	0,0616	0,001	1	0,001	0,22	0,44
PY-09	0,5026	0,5398	2	1,0796	1,795	3,59
PY-10	0,2191	0,0447	2	0,0894	0,7825	1,565
PY-11	0,2611	0,0757	2	0,1514	0,9325	1,865
PY-12	0,0301	0,0001	2	0,0002	0,1075	0,215
PY-13	0,4186	0,3119	2	0,6238	1,495	2,99
PY-14	0,1876	0,0281	2	0,0562	0,67	1,34
PY-15	0,1246	0,0082	2	0,0164	0,445	0,89
PY-16	0,4816	0,4749	2	0,9498	1,72	3,44
PY-17	0,1456	0,0131	2	0,0262	0,52	1,04
PY-18	0,0931	0,0034	2	0,0068	0,3325	0,665

Fonte: Autor (2023)

Tabela 26 - Propriedades geométricas das paredes sem abas em X

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS PAREDES SEM ABAS EM X						
Parede	Área (m²)	Inércia (m4)	Repetições	Inércia Total (m4)	Distância para a borda mais afastada (m)	Comprimento na direção indicada (m)
PX-01	0,0301	0,0001	2	0,0002	0,1075	0,215
PX-02	0,0826	0,0024	2	0,0048	0,295	0,59
PX-03	0,1456	0,0131	2	0,0262	0,52	1,04
PX-04	0,0721	0,0016	2	0,0032	0,2575	0,515
PX-05	0,0721	0,0016	2	0,0032	0,2575	0,515
PX-06	0,1141	0,0063	2	0,0126	0,4075	0,815
PX-07	0,3661	0,2086	2	0,4172	1,3075	2,615
PX-08	0,0301	0,0001	2	0,0002	0,1075	0,215
PX-09	0,2401	0,0588	2	0,1176	0,8575	1,715
PX-10	0,1246	0,0082	2	0,0164	0,445	0,89
PX-11	0,8701	2,8007	2	5,6014	3,1075	6,215
PX-12	0,2716	0,0852	2	0,1704	0,97	1,94
PX-13	0,0721	0,0016	2	0,0032	0,2575	0,515
PX-14	0,0721	0,0016	2	0,0032	0,2575	0,515
PX-15	0,4396	0,3612	2	0,7224	1,57	3,14
PX-16	0,0721	0,0016	1	0,0016	0,2575	0,515
PX-17	0,0721	0,0016	1	0,0016	0,2575	0,515
PX-18	0,8491	2,6028	1	2,6028	3,0325	6,065
PX-19	0,3556	0,1912	1	0,1912	1,27	2,54

Fonte: Autor (2023)

4 RESULTADOS

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

4.1.1 Ações verticais

4.1.1.1 Cargas permanentes

As principais cargas permanentes são o peso próprio das lajes e das paredes. Relativo às lajes, foi realizado o dimensionamento por meio do Software Treliças, da Arcelormittal, pelo qual foi possível extrair o peso específico da laje nervurada, que foi utilizado como contribuição nas reações das lajes. Quanto às paredes, foram considerados dois casos: paredes fechadas e paredes com aberturas de portas e/ou janelas. Foram consideradas três alturas de esquadrias: 1,20 m (para janelas de quartos e salas), 0,60 m (para janelas de banheiros e cozinhas) e 2,10 m (para abertura de portas). O peso específico das paredes foi de $1,9\text{kN/m}^2$ para o bloco cerâmico vazado com paredes vazadas de 14 cm com revestimento por face de 0,50 cm, com base em uma interpolação realizada com base nos dados da tabela **Tabela 12**.

Considerando o pé direito de 2,60 metros, obtém-se a carga linear para os casos abaixo:

a) Paredes sem aberturas: $qp = 2,60 * 1,90 = 4,94\text{kN/m}$

b) Paredes com abertura de janelas (quartos e salas): $qp = (2,60 - 1,20) * 1,90 = 2,66\text{kN/m}$

c) Paredes com abertura de janelas (banheiros e cozinhas): $qp = (2,60 - 0,60) * 1,90 = 3,80\text{kN/m}$

d) Paredes com aberturas de portas: $qp = (2,60 - 2,10) * 1,90 = 0,95\text{kN/m}$

e) No barrilete, tem-se uma altura de 1,20 metros, sendo assim, obtém-se a carga linear: $qp = 1,20 * 1,90 = 2,28kN/m$

f) Na caixa d'água, tem-se uma altura de 1,60 metros, sendo assim, obtém-se a carga linear: $qp = 1,60 * 1,90 = 3,04kN/m$

g) Na platibanda, tem-se uma altura de 1,00 metro, sendo assim, obtém-se a carga linear: $qp = 1 * 1,90 = 1,9kN/m$

A **Tabela 27** compila os resultados listados acima, bem como as cargas permanentes advindas das lajes.

Tabela 27 - Cargas permanentes

Carregamentos			
Permanentes			
Paredes Estruturais		Lajes	
Sem abertura		Peso próprio	
Altura (m)	2,6	fck	25
Carregamento por metro linear	4,94	Elemento de enchimento	EPS
Unidade	kN/m	Espessura (cm)	12 (8+4)
Com abertura de janela (quartos e salas)		Carregamento por metro quadrado	1,4
Altura (m)	1,4	Unidade	kN/m²
Carregamento por metro linear	2,66	Contrapiso + revestimento	
Unidade	kN/m	Carregamento por metro quadrado	1
Com abertura de janela (banheiros e cozinhas)		Unidade	kN/m²
Altura (m)	2		
Carregamento por metro linear	3,8		
Unidade	kN/m		
Com abertura de porta			
Altura (m)	0,5		
Carregamento por metro linear	0,95		
Unidade	kN/m		
Barrilete			
Altura (m)	1,2		
Carregamento por metro linear	2,28		
Unidade	kN/m		
Caixa d'água			
Altura (m)	1,6		
Carregamento por metro linear	3,04		
Unidade	kN/m		
Platibanda			
Altura (m)	1		
Carregamento por metro linear	1,9		
Unidade	kN/m		

Fonte: Autor (2023)

4.1.1.2 Cargas Variáveis

Seguindo as referências da NBR 6120/2019, a **Tabela 28** apresenta os valores para as cargas de utilização nas lajes. Além disso, para o reservatório superior, foram previstas duas caixas d'água com volume de 2000L cada. A partir de informações adquiridas pelo site do fabricante (Fortlev), foi determinada a carga distribuída que o reservatório provoca em sua laje de fundo.

Tabela 28 - Carregamentos variáveis

Carregamentos				
Variáveis				
Lajes		Água do Reservatório Superior		
Locais	Unidade	Capacidade Nominal	Unidade	
Dormitórios / Sala / Copa / Cozinha / Sanitários / Corredores Internos / Barrilete	1,5 kN/m ²	Diâmetro da base	2000 L	
Despensa / Área de Serviço / Lavanderia	2 kN/m ²	Área da base	1,66 m	
Escada / Corredores de uso comum	3 kN/m ²	Quantidade de caixas	2,164243179 m ²	
Forro	0,1 kN/m ²	Peso da água	2 ad	
Cobertura e datalhes de fachada (com acesso apenas para manutenção ou inspeção)	1 kN/m ²	Carga distribuída	40 kN	
Tampa do reservatório (possibilidade de acúmulo de água)	1 kN/m ²		9,24 kN/m ²	

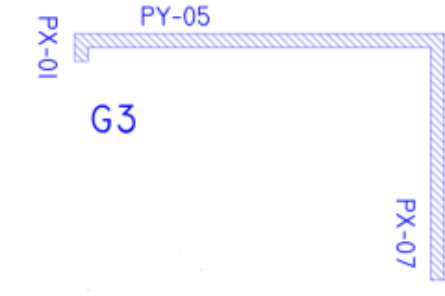
Fonte: Autor (2023)

4.1.1.3 Exemplo de cálculo

Embora não seja o foco desse trabalho, faz-se mister o cálculo das cargas verticais pois elas fazem parte do dimensionamento final da estrutura. Dessa forma, será realizado nesse tópico apenas um exemplo de como foi encontrada a carga (em kN) de uma das paredes do pavimento tipo. Vale salientar que esse mesmo processo foi realizado com todas as paredes dos demais pavimentos, tendo os seus resultados compilados na **Tabela 30**, na **Tabela 31**, na **Tabela 32**, na **Tabela 33** e na **Tabela 34**.

Cálculo da PX-01:

Figura 66 - PX-01 do pavimento tipo



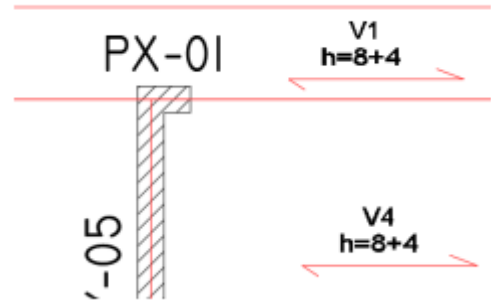
Fonte: Autor (2023)

Tabela 29 - Dados iniciais das lajes circunvizinhas à PX-01

Parede	PX - 01	
Laje	V1	V4
Extensão de contato	0,225	0,225
Classificação	Detalhe de Fachada	Dormitório
Carga de utilização (kN/m²)	1,0	1,5

Fonte: Autor (2023)

Figura 67 - Representação da PX-01 na planta de forma



Fonte: Autor (2023)

Por meio da **Figura 67**, percebe-se que não há nenhuma laje diretamente apoiada sobre a PX-01. No entanto, segundo Carvalho e Figueiredo (2003), é necessário a consideração de uma parcela de 12,5% da carga total da laje para as paredes paralelas. Dessa forma, temos:

$$PX01 = R_{perpendicular} + R_{paralela} + P_{parede}$$

	$R_{perpendicular} = 0$	
	$R_{paralela} = 0,125 \cdot \left(q_{v1} \cdot \frac{L_1}{2} \cdot l_1 + q_{v4} \cdot \frac{L_4}{2} \cdot l_4 \right)$	
	$R_{paralela} = 0,125 \cdot (1 + 2,4) \cdot 2,925 \cdot 0,225$ $+ 0,125 \cdot (1,5 + 2,4) \cdot 1,275 \cdot 0,225 = 0,42 \text{ kN}$	

$R_{perpendicular}$: reação das lajes perpendiculares à parede;

$R_{paralela}$: reação das lajes paralelas à parede;

P_{parede} : peso da parede;

q_{v1} : carga permanente + variável da laje V1;

q_{v4} : carga permanente + variável da laje V4;

L_1 : vão da laje V1;

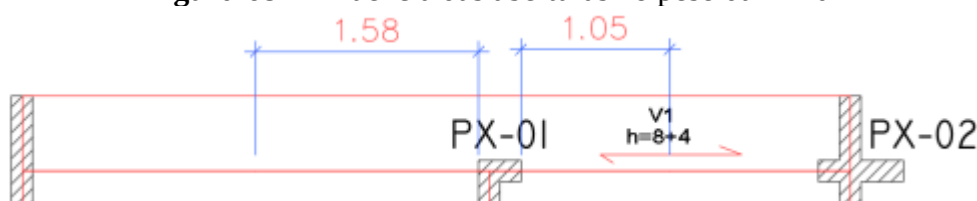
L_4 : vão da laje V4;

l_1 : extensão de contato da laje V1 com a parede;

l_4 : extensão de contato da laje V4 com a parede.

Para o cálculo do peso da parede, é necessário levar em consideração, além do comprimento de parede de piso a teto, a influência das aberturas vizinhas como portas e janelas (**Figura 68**). As paredes com aberturas distribuem essa carga meio a meio para as paredes estruturais adjacentes.

Figura 68 - Influência das aberturas no peso da PX-01



Fonte: Autor (2023)

$$P_{parede} = q_1 \cdot l_{real} + q_2 \cdot l_{aberturas}$$

$$P_{parede} = 4,94.0,225 + 2,66 \cdot (1,58 + 1,05) = 8,09 \text{ kN}$$

q_1 : carga linear da parede sem abertura;

q_2 : carga linear da parede com abertura de janelas;

l_{real} : comprimento real da PX-01;

$l_{aberturas}$: comprimento de influência das aberturas na PX-01.

Por fim, obtém-se:

$$PX01 = 0,42 + 8,09 = 8,51 \text{ kN}$$

Tabela 30 - Cargas verticais totais nas paredes do pavimento tipo

Pavimento Tipo								
Pared e	Compriment o (m)	Reações das Lajes (kN/m)					Parcela de contribuição nas paredes paralelas (kN)	Carga Total (kN)
		L1	L2	L3	L4	L5		
PX-01	0,225	0	0	0	0	0	0,42	8,51
PX-02	0,6	0	0	0	0	0	0,87	7,76
PX-03	1,05	0	0	0	0	0	1,47	9,79
PX-04	0,525	0	0	0	0	0	0,80	5,39
PX-05	0,525	0	0	0	0	0	0,35	3,30
PX-06	0,825	0	0	0	0	0	1,18	7,36
PX-07	2,625	0	2,6325	0	0	0	1,63	31,68
PX-08	0,225	0	2,6325	0	0	0	0,15	5,19
PX-09	1,725	0	2,6325	0	0	0	1,14	15,54
PX-10	0,9	0	2,6325	0	0	0	0,52	7,17
PX-11	6,225	2,6325	2,6325	0	2,925	5,5575	0,10	74,70
PX-12	1,95	2,925	0	0	0	0	0,93	17,72
PX-13	0,525	0	3,645	0	0	0	0,33	9,56
PX-14	0,525	0	3,645	0	0	0	0,33	9,56
PX-15	3,15	5,5575	4,9725	0	0	0	0,00	56,39
PX-16	0,525	3,645	0	0	0	0	0,45	9,69
PX-17	0,525	3,645	0	0	0	0	0,45	9,69
PX-18	6,075	4,9725	4,9725	0	0	0	0,00	96,81
PX-19	2,55	0	3,645	0	0	0	2,19	24,09
PX-20	0,525	3,645	0	0	0	0	0,33	9,56
PX-21	0,9	0	0	2,6325	0	0	0,52	7,17
PY-01	7,575	4,9725	6,435	9,945	0	0	0,00	87,59
PY-02	4,5	6,885	0	6,885	0	0	2,18	57,30
PY-03	3,15	3,645	0	4,9725	0	0	0,62	45,39
PY-04	6,675	4,9725	3,645	0	6,885	0	2,79	106,21
PY-05	3,9	6,435	4,9725	0	0	0	0,00	63,76
PY-06	0,225	3,645	0	0	0	0	0,08	5,36
PY-07	1,8	3,645	0	3,8025	0	0	0,14	33,76
PY-08	0,45	3,645	0	0	0	0	0,28	15,84
PY-09	3,6	9,945	6,885	4,9725	2,6325	0	0,00	53,57
PY-10	1,575	3,8025	1,755	0	0	0	0,00	16,53
PY-11	1,875	0	0	1,755	0	0	1,85	14,24
PY-12	0,225	0	1,755	0	0	0	0,16	2,68
PY-13	3	2,6325	5,265	0	0	0	0,00	41,83
PY-14	1,35	0	0	0	0	0	0,89	10,88
PY-15	0,9	6,885	5,265	0	0	0	0,00	11,82
PY-16	3,45	5,265	0	0	0	0	0,12	37,46
PY-17	1,05	0	0	0	0	0	0,59	8,91
PY-18	0,675	0	0	0	0	0	0,47	8,99

Fonte: Autor (2023)

Tabela 31 - Cargas verticais totais nas paredes do pavimento tipo abaixo da cobertura

Pavimento Tipo (Coberta)								
Parede	Comprimento (m)	Reações das Lajes (kN/m)					Parcela de contribuição nas paredes paralelas (kN)	Carga Total (kN)
		L1	L2	L3	L4	L5		
PX-01	0,225	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,12	8,22
PX-02	0,600	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,23	7,13
PX-03	1,050	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,49	8,82
PX-04	0,525	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,30	4,89
PX-05	0,525	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,30	3,25
PX-06	0,825	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,03	7,21
PX-07	2,625	0,000	2,295	0,000	0,000	0,000	1,42	30,59
PX-08	0,225	0,000	2,295	0,000	0,000	0,000	0,13	4,97
PX-09	1,725	0,000	2,295	0,000	0,000	0,000	0,99	14,69
PX-10	0,900	0,000	2,295	0,000	0,000	0,000	0,43	6,85
PX-11	6,225	2,295	2,295	0,000	2,550	4,845	0,06	69,09
PX-12	1,950	2,550	0,000	0,000	0,000	0,000	0,81	16,73
PX-13	0,525	0,000	3,645	0,000	0,000	0,000	0,28	9,52
PX-14	0,525	0,000	3,645	0,000	0,000	0,000	0,28	9,52
PX-15	3,150	4,845	4,335	0,000	0,000	0,000	0,00	52,14
PX-16	0,525	3,645	0,000	0,000	0,000	0,000	0,28	9,52
PX-17	0,525	3,645	0,000	0,000	0,000	0,000	0,45	9,69
PX-18	6,075	4,335	4,335	0,000	0,000	0,000	0,00	89,06
PX-19	2,550	0,000	3,645	0,000	0,000	0,000	2,19	24,09
PX-20	0,525	3,645	0,000	0,000	0,000	0,000	0,28	9,52
PX-21	0,900	0,000	0,000	2,295	0,000	0,000	0,43	6,85
PY-01	7,125	4,335	5,610	0,000	0,000	0,000	0,00	75,34
PY-02	4,500	6,885	0,000	6,885	0,000	0,000	2,18	57,30
PY-03	3,150	2,295	0,000	4,335	0,000	0,000	0,62	39,99
PY-04	6,675	4,335	2,295	0,000	6,885	0,000	2,79	96,06
PY-05	3,900	5,610	4,335	0,000	0,000	0,000	0,00	58,05
PY-06	0,225	2,295	0,000	0,000	0,000	0,000	0,07	4,44
PY-07	1,800	2,295	0,000	3,315	0,000	0,000	0,12	30,04
PY-08	0,450	2,295	0,000	0,000	0,000	0,000	0,24	12,37
PY-09	3,075	4,335	2,295	0,000	0,000	0,000	0,00	39,14
PY-10	1,575	3,315	1,530	0,000	0,000	0,000	0,00	15,41
PY-11	1,875	0,000	0,000	1,530	0,000	0,000	1,61	13,83
PY-12	0,225	0,000	1,530	0,000	0,000	0,000	0,14	2,52
PY-13	3,000	2,295	4,590	0,000	0,000	0,000	0,00	38,41
PY-14	1,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,77	10,76
PY-15	0,375	4,590	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	4,17
PY-16	3,450	4,590	0,000	0,000	0,000	0,000	0,11	35,07
PY-17	1,050	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	8,84
PY-18	0,675	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,41	8,93

Fonte: Autor (2023)

Tabela 32 - Cargas verticais totais nas paredes da cobertura

COBERTA						
Parede	Comprimento (m)	Vão Real l (m)	Reações das Lajes (kN/m)	Vão l considerado para a parcela de contribuição (m)	Parcela de contribuição nas paredes paralelas (kN)	Carga Total (kN)
			L1			
PX-01	9,90	0,00	0,00	0,00	0,00	18,81
PX-02	2,55	0,00	0,00	0,00	0,00	4,85
PX-03	0,53	0,00	0,00	1,28	0,33	4,91
PX-04	0,53	0,00	0,00	1,28	0,33	4,91
PX-05	2,55	0,00	0,00	1,28	1,58	16,85
PX-06	2,55	0,00	0,00	0,00	0,00	4,85
PX-07	9,90	0,00	0,00	0,00	0,00	18,81
PY-01	7,05	0,00	0,00	0,00	0,00	13,40
PY-02	4,50	1,28	4,97	0,00	0,00	44,61
PY-03	7,05	0,00	0,00	0,00	0,00	13,40
PY-04	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	2,57
PY-05	1,65	1,28	4,97	0,00	0,00	23,22
PY-06	0,98	1,28	4,97	0,00	0,00	13,10
PY-07	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	2,57
PY-08	21,30	0,00	0,00	0,00	0,00	40,47

Fonte: Autor (2023)

Tabela 33 - Cargas verticais totais nas paredes do barrilete

BARRILETE						
Parede	Comprimento (m)	Vão Real l (m)	Reações das Lajes (kN/m)	Vão l considerado para a parcela de contribuição (m)	Parcela de contribuição nas paredes paralelas (kN)	Carga Total (kN)
			L1			
PX-01	2,55	0	0	1,275	4,731018117	7,79
PX-02	2,55	0	0	1,275	4,731018117	7,79
PY-01	4,5	1,275	14,84240978	0	0	72,19
PY-02	4,5	1,275	14,84240978	0	0	72,19

Fonte: Autor (2023)

Tabela 34 - Cargas verticais totais nas paredes do reservatório

RESERVATÓRIO						
Parede	Comprimento (m)	Vão Real l (m)	Reações das Lajes (kN/m)	Vão l considerado para a parcela de contribuição (m)	Parcela de contribuição nas paredes paralelas (kN)	Carga Total (kN)
			L1			
PX-01	2,55	0	0	1,275	1,38178125	9,13
PX-02	2,55	0	0	1,275	1,38178125	9,13
PY-01	4,5	1,275	4,335	0	0	33,19
PY-02	4,5	1,275	4,335	0	0	33,19

Fonte: Autor (2023)

4.1.1.4 Resultantes e distribuição das ações verticais

A partir da formação dos grupos de paredes em cada um dos níveis do empreendimento, calcula-se as resultantes de acordo com as somas dos comprimentos e cargas individuais das paredes pertencentes a cada grupo. Para exemplificar, podemos considerar o grupo 1 do pavimento tipo, composto pelas paredes PX-06, PX-13 e PY-01. Conforme os dados da **Tabela 30**, conseguimos encontrar a carga do grupo, bem como a carga total no pavimento gerado por ele, tendo em vista que pode variar dependendo da quantidade de repetições de um mesmo grupo em um mesmo nível. Os resultados estão representados na **Tabela 35**.

Tabela 35 - Carga total do grupo 1 no pavimento tipo

TIPO					
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Carga do grupo (kN)	Repetições	Carga Total (kN)
G-01	PX-06 / PX-13 / PY-01	8,925	104,51	2	209,02

Fonte: Autor (2023)

Seguindo o mesmo procedimento para os demais grupos de todos os pavimentos do edifício, os resultados foram reunidos na **Tabela 36**, na **Tabela 37**, na **Tabela 38**, na **Tabela 39** e na **Tabela 40**.

Tabela 36 - Carga total nos grupos do reservatório

RESERVATÓRIO					
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Carga do grupo (kN)	Repetições	Carga Total (kN)
G-01	PX-01 / PX-02 / PY-01 / PY-02	14,1	84,64	1	84,64
Carga total do pavimento					84,64

Fonte: Autor (2023)

Tabela 37 - Carga total nos grupos do barrilete

BARRILETE					
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Carga do grupo (kN)	Repetições	Carga Total (kN)
G-01	PX-01 / PX-02 / PY-01 / PY-02	14,1	159,96	1	159,96
Carga total do pavimento					159,96

Fonte: Autor (2023)

Tabela 38 - Cargas totais nos grupos da cobertura

COBERTA					
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Carga do grupo (kN)	Repetições	Carga Total (kN)
G-01	PX-01 / PX-02 / PX-06 / PX-07 / PY-01 / PY-03 / PY-04 / PY-07 / PY-08	63	0,00	1	119,70
G-02	PX-03 / PX-05 / PY-02	7,575	0,00	1	66,37
G-03	PX-04 / PY-06	1,5	0,00	1	18,01
G-04	PY-05	1,65	0,00	1	23,22
Carga total do pavimento					227,31

Fonte: Autor (2023)

Tabela 39 - Cargas totais nos grupos do pavimento tipo abaixo da cobertura

TIPO (COBERTA)					
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Carga do grupo (kN)	Repetições	Carga Total (kN)
G-01	PX-06 / PX-13 / PY-01	8,475	92,07	2	184,14
G-02	PX-02 / PY-09	3,675	46,27	2	92,54
G-03	PX-01 / PX-07 / PY-05	6,75	96,86	2	193,71
G-04	PX-03 / PX-05 / PY-13	4,575	50,48	2	100,96
G-05	PX-04 / PY-15	0,9	9,06	2	18,12
G-06	PX-09 / PY-16	5,175	49,76	2	99,51
G-07	PX-08 / PX-11 / PY-06 / PY-11 / PY-17	9,6	101,18	2	202,36
G-08	PX-10 / PX-14 / PX-17 / PY-04	8,625	122,12	1	122,12
G-09	PX-12 / PY-07 / PY-10	5,325	62,18	2	124,36
G-10	PX-15 / PY-12 / PY-18	4,05	63,59	2	127,18
G-11	PX-16 / PX-17 / PX-19 / PX-20 / PX-21 / PY-02 / PY-03	12,15	147,44	1	147,44
G-12	PX-18 / PY-08	6,525	101,43	1	101,43
Carga total do pavimento					1513,87

Fonte: Autor (2023)

Tabela 40 - Cargas totais nos grupos do pavimento tipo e carga total do empreendimento

TIPO					
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Carga do grupo (kN)	Repetições	Carga Total (kN)
G-01	PX-06 / PX-13 / PY-01	8,925	104,51	2	209,02
G-02	PX-02 / PY-09	4,2	61,33	2	122,66
G-03	PX-01 / PX-07 / PY-05	6,75	103,95	2	207,90
G-04	PX-03 / PX-05 / PY-13	4,575	54,92	2	109,84
G-05	PX-04 / PY-15	1,425	17,20	2	34,41
G-06	PX-09 / PY-16	5,175	53,01	2	106,01
G-07	PX-08 / PX-11 / PY-06 / PY-11 / PY-17	9,6	108,41	2	216,82
G-08	PX-10 / PX-14 / PX-17 / PY-04	8,625	132,64	1	132,64
G-09	PX-12 / PY-07 / PY-10	5,325	68,01	2	136,01
G-10	PX-15 / PY-12 / PY-18	4,05	68,06	2	136,11
G-11	PX-16 / PX-17 / PX-19 / PX-20 / PX-21 / PY-02 / PY-03	12,15	153,20	1	153,20
G-12	PX-18 / PY-08	6,525	112,65	1	112,65
Carga total do pavimento					1677,28
CARGA TOTAL DO EDIFÍCIO ATÉ A MESA DE CONCRETO					7017,62

Fonte: Autor (2023)

A carga total do edifício até a mesa de concreto é calculada pela soma da carga total de cada um dos pavimentos, salientando que pavimentos que se repetem (como o Tipo) terão a sua carga total do pavimento multiplicada pelo número de repetições.

Por fim, é determinado o acúmulo de cargas por grupo em cada um dos níveis do empreendimento. É a partir desses dados que se avalia como o grupo de paredes irá se comportar em relação ao seu dimensionamento. Para os pavimentos tipo do edifício, o cálculo é simples, tendo em vista que todas as paredes de um mesmo grupo e que pertencem a diferentes níveis estão sobrepostas, bastando realizar a soma contínua da mesma carga para um mesmo grupo conforme se decorre a contribuição de cada pavimento. No entanto, a distribuição das paredes, e, conseqüentemente, dos grupos, se alteram quando se analisam os pavimentos da cobertura, do barrilete e do reservatório em comparação com o pavimento tipo.

Conforme já ilustrado anteriormente, o reservatório e o barrilete possuem um único grupo de paredes, enquanto a cobertura possui quatro grupos. A fim de solucionar tal desafio, foi realizada uma relação entre os grupos de paredes dos pavimentos superiores com o pavimento tipo. Ou seja, determinou-se quais grupos de paredes no pavimento tipo sofrem influência dos grupos de níveis acima. O grupo de paredes do reservatório e do barrilete apenas atuam nos grupos G8 e G11 do pavimento tipo, que são aqueles que se localizam no entorno da escada. Para os demais grupos, com exceção do grupo G9 (não sofre influência dos pavimentos superiores), a transmissão de cargas se deu pela cobertura. O cálculo foi feito por meio de uma média ponderada considerando a carga total a ser distribuída para os “n” grupos através do comprimento de contato entre os pavimentos, conforme ilustrado na **Tabela 41**. Devido à simetria do pavimento tipo, tal cálculo considerou apenas metade das cargas e do comprimento total do pavimento da cobertura, determinando-se precisamente as parcelas de carga por grupo.

Tabela 41 - Influência da platibanda

INFLUÊNCIA DO PLATIBANDA DA COBERTA NAS PAREDES DOS PAV TIPO (Coberta)		
Dados	Comprimento Total (m)	Carga Total a ser distribuída aos grupos (kN)
	31,5	59,85
Grupo	Comprimento relativo entre pavimentos (m)	Parcela da carga atribuída ao grupo (kN)
G1	9,9375	18,88
G2	1,95	3,71
G3	2,9625	5,63
G4	2,1	3,99
G5	1,875	3,56
G6	3,975	7,55
G7	2,1	3,99
G8	2,625	4,99
G10	2,7	5,13
G11	2,625	4,99
G12	1,275	2,42
TOTAL	31,5	59,85

Fonte: Autor (2023)

É importante observar que os totais acima não incluem os dados do grupo 11 (G11), tendo em vista que esse grupo é o que causa a assimetria na planta. No entanto, não é necessário calculá-lo separadamente, pois ele é equivalente ao grupo 8 (G8). Isso ocorre pois ambos os grupos possuem o mesmo comprimento relativo às paredes da platibanda. Além disso, esses grupos são influenciados ao mesmo tempo pelas paredes da platibanda e pelas paredes que seguem ao barrilete e reservatório. Dessa forma, é necessário calcular uma influência separada da cobertura em ambos os grupos, conforme representado na **Tabela 42**.

Tabela 42 - Influência da cobertura (caixa de escada)

INFLUÊNCIA DA COBERTA NAS PAREDES DO PAV TIPO		
Grupo	Comprimento relativo à cobertura	Parcela da carga atribuída ao grupo (kN)
G8	11,325	147,34

INFLUÊNCIA DA COBERTA NAS PAREDES DO PAV TIPO		
Grupo	Comprimento relativo à cobertura	Parcela da carga atribuída ao grupo (kN)
G11	3,675	46,27

Fonte: Autor (2023)

É fundamental notar que houve uma separação em relação às parcelas de cargas atribuídas, pois na cobertura existem três grupos ao redor da caixa da escada que transmitem as cargas para os grupos 8 e 11 do pavimento tipo. Assim, a parcela de carga que chega ao G8 é devida aos grupos G3 e G4 e a parcela que chega para o G11 é devida ao G2. Para o reservatório e barrilete, apenas os grupos G8 e G11 do pavimento tipo são influenciados por um mesmo grupo G1 desses níveis, como mostrado na **Tabela 43** e na **Tabela 44**.

Tabela 43 - Influência do reservatório

INFLUÊNCIA DO RESERVATÓRIO NAS PAREDES DO PAV TIPO		
Dados	Comprimento Total (m)	Carga Total a ser distribuída aos grupos (kN)
	14,1	84,64
Grupo	Comprimento relativo ao reservatório	Parcela da carga atribuída ao grupo (kN)
G8	5,25	31,52
G11	8,85	53,13
TOTAL	14,1	84,64

Fonte: Autor (2023)

Tabela 44 - Influência do barrilete

INFLUÊNCIA DO BARRILETE NAS PAREDES DO PAV TIPO		
Dados	Comprimento Total (m)	Carga Total a ser distribuída aos grupos (kN)
	14,1	159,96
Grupo	Comprimento relativo ao barrilete	Parcela da carga atribuída ao grupo (kN)
G8	5,25	59,56
G11	8,85	100,40
TOTAL	14,1	159,96

Fonte: Autor (2023)

Em conclusão, são obtidas as cargas acumuladas em cada grupo, em kN (Tabela 45), bem como as cargas acumuladas por metro linear em cada grupo, em kN/m (Tabela 46).

Tabela 45 - Acúmulo de cargas na edificação

CARGAS ACUMULADAS EM CADA GRUPO (kN)									
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Reservatório	Barrilete	Coberta	Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
G-01	PX-06 / PX-13 / PY-01	8,925	0,00	0,00	18,88	110,95	215,46	319,98	424,49
G-02	PX-02 / PY-09	4,2	0,00	0,00	3,71	49,97	111,31	172,64	233,97
G-03	PX-01 / PX-07 / PY-05	6,75	0,00	0,00	5,63	102,48	206,44	310,39	414,34
G-04	PX-03 / PX-05 / PY-13	4,575	0,00	0,00	3,99	54,47	109,39	164,31	219,23
G-05	PX-04 / PY-15	1,425	0,00	0,00	3,56	12,62	29,83	47,03	64,24
G-06	PX-09 / PY-16	5,175	0,00	0,00	7,55	57,31	110,31	163,32	216,32
G-07	PX-08 / PX-11 / PY-06 / PY-11 / PY-17	9,6	0,00	0,00	3,99	105,17	213,58	321,99	430,39
G-08	PX-10 / PX-14 / PX-17 / PY-04	8,625	31,52	91,08	238,41	360,53	493,17	625,80	758,44
G-09	PX-12 / PY-07 / PY-10	5,325	0,00	0,00	0,00	5,33	73,33	141,34	209,34
G-10	PX-15 / PY-12 / PY-18	4,05	0,00	0,00	5,13	68,72	136,77	204,83	272,89
G-11	PX-16 / PX-17 / PX-19 / PX-20 / PX-21 / PY-02 / PY-03	12,15	53,13	153,53	199,80	347,24	500,44	653,64	806,84
G-12	PX-18 / PY-08	6,525	0,00	0,00	2,42	103,85	216,51	329,16	441,82

Fonte: Autor (2023)

Tabela 46 - Acúmulo de cargas por metro linear na edificação

CARGAS ACUMULADAS POR METRO LINEAR EM CADA GRUPO (kN/m)									
Grupo	Paredes	Comprimento (m)	Reservatório	Barrilete	Coberta	Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
G-01	PX-06 / PX-13 / PY-01	8,925	0,00	0,00	2,12	12,43	24,14	35,85	47,56
G-02	PX-02 / PY-09	4,2	0,00	0,00	0,88	11,90	26,50	41,10	55,71
G-03	PX-01 / PX-07 / PY-05	6,75	0,00	0,00	0,83	15,18	30,58	45,98	61,38
G-04	PX-03 / PX-05 / PY-13	4,575	0,00	0,00	0,87	11,91	23,91	35,91	47,92
G-05	PX-04 / PY-15	1,425	0,00	0,00	2,50	8,86	20,93	33,01	45,08
G-06	PX-09 / PY-16	5,175	0,00	0,00	1,46	11,07	21,32	31,56	41,80
G-07	PX-08 / PX-11 / PY-06 / PY-11 / PY-17	9,6	0,00	0,00	0,42	10,96	22,25	33,54	44,83
G-08	PX-10 / PX-14 / PX-17 / PY-04	8,625	3,65	10,56	27,64	41,80	57,18	72,56	87,94
G-09	PX-12 / PY-07 / PY-10	5,325	0,00	0,00	0,00	1,00	13,77	26,54	39,31
G-10	PX-15 / PY-12 / PY-18	4,05	0,00	0,00	1,27	16,97	33,77	50,58	67,38
G-11	PX-16 / PX-17 / PX-19 / PX-20 / PX-21 / PY-02 / PY-03	12,15	4,37	12,64	16,44	28,58	41,19	53,80	66,41
G-12	PX-18 / PY-08	6,525	0,00	0,00	0,37	15,92	33,18	50,45	67,71

Fonte: Autor (2023)

4.1.2 Ações horizontais

4.1.2.1 Desaprumo

Como o pé-esquerdo adotado foi de 2,80 m, tem-se que, desconsiderando a torre do reservatório, a altura total da edificação (H) é de 14 m. Logo o ângulo de desaprumo é:

$$\theta_a = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{14}} = 0,00267 \text{ rad}$$

Em seguida, calcula-se a força horizontal de desaprumo ($F_{desaprumo}$) multiplicando a carga vertical de cada pavimento pelo ângulo de desaprumo global. Para o pavimento coberta, foi obtida uma carga de 1513,87 kN e para os pavimentos tipo uma carga de 1677,28 kN. Dessa forma, temos:

$$F_{desaprumo} = 0,00267 \cdot 1513,87 = 4,05 \text{ kN (Coberta)}$$

$$F_{desaprumo} = 0,00267 \cdot 1677,28 = 4,48 \text{ kN (Pavimento Tipo)}$$

4.1.2.2 Ações do vento

Primeiramente, determinou-se a velocidade básica do vento (V_o) através da **Figura 34**, obtendo-se uma velocidade de 31 m/s para a cidade de João Pessoa. O fator topográfico (S1) para terreno plano ou fracamente acidentado é 1,0. O fator estatístico (S3) para edificações residenciais é de 1,0. Já o fator de rugosidade do terreno (S2) foi obtido através da equação (8). Os fatores meteorológicos foram obtidos através da **Tabela 13**. Assim, calcula-se o fator S2 para cada um dos pavimentos, cujos resultados estão presentes na **Tabela 47**.

Tabela 47 - Valores de S2 para cada pavimento

CÁLCULO DO S2 POR PAVIMENTO											
Tipo 1	b	0,73	Tipo 2	b	0,73	Tipo 3	b	0,73	Tipo (Coberta)	b	0,73
	Fr	0,98		Fr	0,98		Fr	0,98		Fr	0,98
	z (m)	5,6		z (m)	8,4		z (m)	11,2		z (m)	14
	p	0,16		p	0,16		p	0,16		p	0,16
	S2	0,652		S2	0,696		S2	0,728		S2	0,755

Fonte: Autor (2023)

Ulteriormente, foi possível calcular a velocidade característica do vento para cada pavimento através da equação (7), cujos resultados foram representados na **Tabela 48**.

Tabela 48 - Velocidade característica para cada pavimento

CÁLCULO DA VELOCIDADE CARACTERÍSTICA POR PAVIMENTO (Vk)											
Tipo 1	Vo	31	Tipo 2	Vo	31	Tipo 3	Vo	31	Tipo (Coberta)	Vo	31
	S1	1		S1	1		S1	1		S1	1
	S2	0,652		S2	0,696		S2	0,728		S2	0,755
	S3	1		S3	1		S3	1		S3	1
	Vk (m/s)	20,21		Vk (m/s)	21,57		Vk (m/s)	22,58		Vk (m/s)	23,40

Fonte: Autor (2023)

Em seguida, efetuou-se o cálculo da pressão dinâmica do vento por meio da equação (6). Seus valores estão compilados na **Tabela 49**.

Tabela 49 - Pressão dinâmica para cada pavimento

CÁLCULO DA PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO (q)											
Tipo 1	Vk (m/s)	20,213	Tipo 2	Vk (m/s)	21,567	Tipo 3	Vk (m/s)	22,583	Tipo (Coberta)	Vk (m/s)	23,404
	q (N/m ²)	250,44		q (N/m ²)	285,14		q (N/m ²)	312,63		q (N/m ²)	335,77

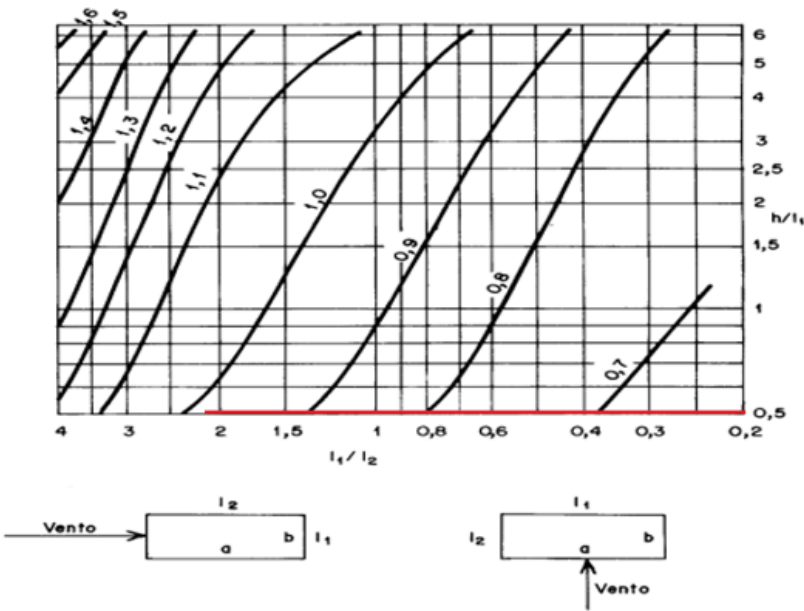
Fonte: Autor (2023)

Para o cálculo do coeficiente de arrasto, atentou-se para as considerações realizadas pela NBR 6123 e que foram discutidas no tópico 2.5.2.2.2. Assim, considerando que a edificação em questão está sobre o efeito de ventos de alta turbulência e que seus extremos permitem a livre passagem do vento, podemos considerar um novo valor para a sua altura no

cálculo do coeficiente de arrasto. A interpretação dos dados foi realizado com o auxílio da **Figura 69** e da **Figura 70**. Já os resultados estão presentes na **Tabela 50** e na **Tabela 51**.

$$H_{considerado} = \frac{14}{2} = 7 \text{ metros}$$

Figura 69 - Análise do gráfico para a obtenção do coeficiente de arrasto na direção X



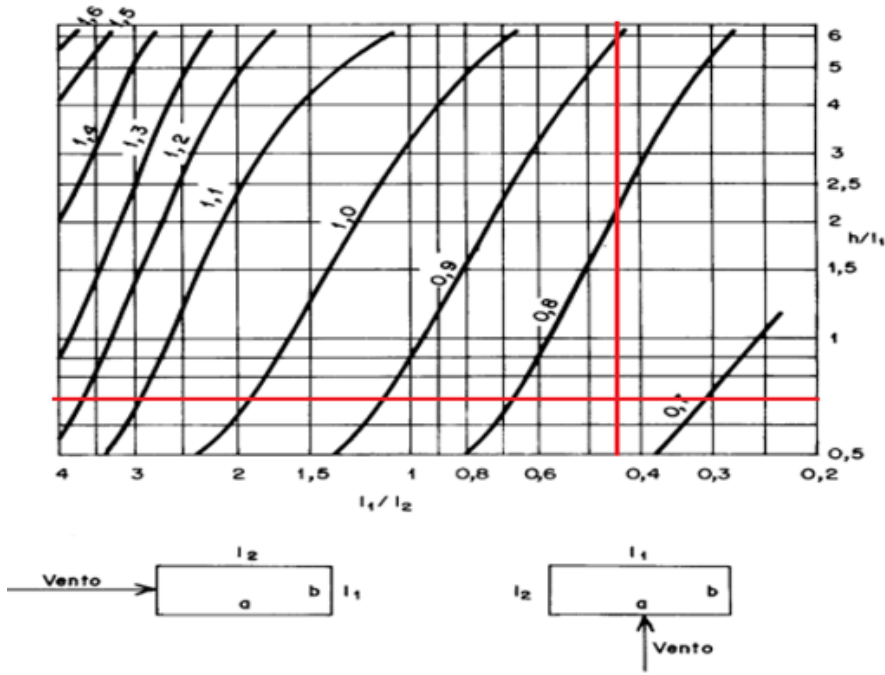
Fonte: Autor (2023)

Tabela 50 - Coeficiente de arrasto na direção X

CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ARRASTO (Ca) CONSIDERANDO O VENTO INCIDENTE NA DIREÇÃO X	
H (m)	7
L1 (m)	22,35
L2 (m)	10,05
H/L1	0,31
L1/L2	2,22
Cax	0,98

Fonte: Autor (2023)

Figura 70 - Análise do gráfico para a obtenção do coeficiente de arrasto na direção Y



Fonte: Autor (2023)

Tabela 51 - Coeficiente de arrasto na direção Y

CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ARRASTO (Ca) CONSIDERANDO O VENTO INCIDENTE NA DIREÇÃO Y	
H (m)	7
L1 (m)	10,05
L2 (m)	22,35
H/L1	0,70
L1/L2	0,45
Cay	0,74

Fonte: Autor (2023)

Por fim, para tornar possível o cálculo da força de arrasto, é necessário determinar as áreas frontais efetivas em cada direção e para cada pavimento. Para isso, utiliza-se a equação (5). Vale ressaltar que, para o pavimento tipo abaixo da coberta, considerou-se também a área referente à platibanda, ao barrilete e ao reservatório. Os resultados estão presentes na **Tabela 52** e na **Tabela 53**.

Tabela 52 - Áreas frontais efetivas na direção X

CÁLCULO DA ÁREA FRONTAL EFETIVA (Ae) NA DIREÇÃO X												
Tipo 1	Largura (m)	22,35	Tipo 2	Largura (m)	22,35	Tipo 3	Largura (m)	22,35	Tipo (Coberta)	Largura - Pavimento Tipo (m)	22,35	
	Altura (m)	2,80		Altura (m)	2,80		Altura (m)	2,80		Altura (m)	2,80	
	Aex (m²)	62,58		Aex (m²)	62,58		Aex (m²)	62,58		Aex (m²)	62,58	
										Largura - Platibanda (m)	16,80	
										Altura (m)	1,00	
										Aex (m²)	16,80	
										Largura - Coberta + Barrilete + Reservatório (m)	4,65	
										Altura (m)	6,00	
										Aex (m²)	27,90	
										Aex Total (m²)	107,28	

Fonte: Autor (2023)

Tabela 53 - Áreas frontais efetivas na direção Y

CÁLCULO DA ÁREA FRONTAL EFETIVA (Ae) NA DIREÇÃO Y												
Tipo 1	Largura (m)	10,05	Tipo 2	Largura (m)	10,05	Tipo 3	Largura (m)	10,05	Tipo (Coberta)	Largura - Pavimento Tipo (m)	10,05	
	Altura (m)	2,80		Altura (m)	2,80		Altura (m)	2,80		Altura (m)	2,80	
	Aey (m²)	28,14		Aey (m²)	28,14		Aey (m²)	28,14		Aey (m²)	28,14	
										Largura - Platibanda (m)	10,05	
										Altura (m)	1,00	
										Aey (m²)	10,05	
										Largura - Coberta + Barrilete + Reservatório (m)	2,70	
										Altura (m)	5,00	
										Aey (m²)	13,50	
										Aey Total (m²)	51,69	

Fonte: Autor (2023)

Então, foi possível obter a força de arrasto para cada pavimento nas direções X e Y (Tabela 54 e Tabela 55), através da equação (4).

Tabela 54 - Força de arrasto por pavimento na direção X

CÁLCULO DA FORÇA DE ARRASTO (Fa) NA DIREÇÃO X											
Tipo 1	q (kN/m²)	0,25	Tipo 2	q (kN/m²)	0,29	Tipo 3	q (kN/m²)	0,31	Tipo (Coberta)	q (kN/m²)	0,34
	Cax	0,98		Cax	0,98		Cax	0,98		Cax	0,98
	Aex (m²)	62,58		Aex (m²)	62,58		Aex (m²)	62,58		Aex (m²)	107,28
	Fax (kN)	15,36		Fax (kN)	17,49		Fax (kN)	19,17		Fax (kN)	35,30

Fonte: Autor (2023)

Tabela 55 - Força de arrasto por pavimento na direção Y

CÁLCULO DA FORÇA DE ARRASTO (Fa) NA DIREÇÃO Y											
Tipo 1	q (kN/m²)	0,25	Tipo 2	q (kN/m²)	0,29	Tipo 3	q (kN/m²)	0,31	Tipo (Coberta)	q (kN/m²)	0,34
	Cay	0,74		Cay	0,74		Cay	0,74		Cay	0,74
	Aey (m²)	28,14		Aey (m²)	28,14		Aey (m²)	28,14		Aey (m²)	51,69
	Fay (kN)	5,22		Fay (kN)	5,94		Fay (kN)	6,51		Fay (kN)	12,84

Fonte: Autor (2023)

Em conclusão, a tabela **Tabela 56** e a **Tabela 57** resumem a atuação das forças de desaprumo e de arrasto, bem como os totais acumulados em cada pavimento. Além disso, revela os momentos atuantes a partir de cada um desses esforços.

Tabela 56 - Resumo dos esforços horizontais na direção X

ESFORÇOS HORIZONTAIS NA DIREÇÃO X										
Pavimento	Fa (kN)	Fdesaprumo (kN)	Ftotal (kN)	Fa acumulada (kN)	Fdesaprumo acumulada (kN)	Ftotal acumulada (kN)	Altura (m)	Momento pela força de arrasto (kN.m)	Momento pela força de desaprumo (kN.m)	Momento total (kN.m)
Tipo	35,30	4,05	39,35	35,30	4,05	39,35	2,6	91,78	10,52	102,30
Tipo 3	19,17	4,48	23,66	54,47	8,53	63,00	2,6	233,42	32,69	266,11
Tipo 2	17,49	4,48	21,97	71,96	13,01	84,97	2,6	420,51	66,52	487,04
Tipo 1	15,36	4,48	19,84	87,32	17,49	104,81	2,6	647,55	112,01	759,56

Fonte: Autor (2023)

Tabela 57 - Resumo dos esforços horizontais na direção Y

ESFORÇOS HORIZONTAIS NA DIREÇÃO Y										
Pavimento	Fa (kN)	Fdesaprumo (kN)	Ftotal (kN)	Fa acumulada (kN)	Fdesaprumo acumulada (kN)	Ftotal acumulada (kN)	Altura (m)	Momento pela força de arrasto (kN.m)	Momento pela força de desaprumo (kN.m)	Momento total (kN.m)
Tipo	12,84	4,05	16,89	12,84	4,05	16,89	2,6	33,39	10,52	43,91
Tipo 3	6,51	4,48	10,99	19,35	8,53	27,88	2,6	83,71	32,69	116,41
Tipo 2	5,94	4,48	10,42	25,29	13,01	38,30	2,6	149,47	66,52	215,99
Tipo 1	5,22	4,48	9,70	30,51	17,49	48,00	2,6	228,78	112,01	340,79

Fonte: Autor (2023)

4.1.2.3 Distribuição das ações horizontais

Conforme já indicado, o bloco utilizado no projeto foi o de material cerâmico. Adotou-se, inicialmente, um valor de resistência característica de 6,0 MPa. Por meio da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, percebe-se que a resistência característica de prisma é de 3,0 MPa. Com o f_{pk} , calcula-se o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria com a equação (11), e, em seguida, o módulo de elasticidade transversal, por meio da equação (12).

$$E = \frac{600.3}{1000} = 1,8 \text{ GPa}$$

$$G = \frac{1,8}{2 \cdot (1 + 0,15)} = 0,783 \text{ GPa}$$

Tais resultados foram compilados na **Tabela 58**, na **Tabela 59** e na **Tabela 60**.

Tabela 58 - Dados iniciais do bloco cerâmico

Dados Iniciais		Unidade
Resistência do bloco adotada (fbk)	6	MPa
Resistência do prisma adotada (fpk)	3	MPa

Fonte: Autor (2023)

Tabela 59 - Módulo de elasticidade longitudinal

CÁLCULO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL DA ALVENARIA	
fpk (MPa)	3
E (GPa)	1,8

Fonte: Autor (2023)

Tabela 60 - Módulo de elasticidade transversal

CÁLCULO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TRANSVERSAL DA ALVENARIA	
E (GPa)	1,8
Coeficiente de Poisson (v)	0,15
G (GPa)	0,783

Fonte: Autor (2023)

A altura de todas as paredes é igual a 2,60 m e a inércia de cada uma já foi calculada anteriormente. Com isso, têm-se todos os dados necessários para o cálculo da rigidez de cada parede, lembrando que ela é o inverso do deslocamento causado pela força lateral. Como exemplo de cálculo, utilizaremos os dados do grupo horizontal GHX1, aplicando-os na equação (10).

$$\Delta b = \frac{V \cdot h^3}{3 \cdot E_a \cdot I} + \frac{1,2 \cdot V \cdot h}{G_a \cdot A}$$

$$\Delta b = \frac{1,2,6^3}{3,1,8,0,0031} + \frac{1,2,1,2,6}{0,783,0,2641}$$

$$\Delta b = 0,001065 \text{ metro}$$

Com o deslocamento em mãos, é possível calcular a rigidez do grupo horizontal por meio da equação (13).

$$R = \frac{1}{\Delta b}$$

$$R = \frac{1}{0,001065} = 938,936 \text{ m}^{-1}$$

Repetindo o mesmo procedimento para todos os grupos horizontais restantes em ambas as direções X e Y, obtém-se os resultados representados na **Tabela 61**, na **Tabela 62**, na **Tabela 63** e na **Tabela 64**.

Tabela 61 - Deslocamentos dos grupos horizontais na direção X

CÁLCULO DO DESLOCAMENTO CAUSADO PELA FORÇA LATERAL EM X (Δb)								
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX1	2,6	1800000	0,0031	1,2	1	782608,696	0,2641	0,001065036
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX2	2,6	1800000	0,005	1,2	1	782608,696	0,189	0,000672056
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX3	2,6	1800000	0,0006	1,2	1	782608,696	0,1582	0,005449892
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX4	2,6	1800000	0,0152	1,2	1	782608,696	0,2646	0,000229199
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX5	2,6	1800000	0,005	1,2	1	782608,696	0,2002	0,000670876
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX6	2,6	1800000	0,373	1,2	1	782608,696	0,4942	1,6793E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX7	2,6	1800000	0,1339	1,2	1	782608,696	0,4116	3,39936E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX8	2,6	1800000	0,0197	1,2	1	782608,696	0,3402	0,000176938
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX9	2,6	1800000	4,2087	1,2	1	782608,696	1,3573	3,71056E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX10	2,6	1800000	0,0234	1,2	1	782608,696	0,8099	0,000144017
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX11	2,6	1800000	0,0052	1,2	1	782608,696	0,2009	0,000645377
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX12	2,6	1800000	0,3681	1,2	1	782608,696	0,5705	1,58302E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX13	2,6	1800000	0,6601	1,2	1	782608,696	0,5633	1,20081E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX14	2,6	1800000	0,005	1,2	1	782608,696	0,2002	0,000670876
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX15	2,6	1800000	2,6483	1,2	1	782608,696	0,8596	5,86684E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHX16	2,6	1800000	1,0065	1,2	1	782608,696	1,1039	6,84523E-06

Fonte: Autor (2023)

Tabela 62 - Deslocamentos dos grupos horizontais na direção Y

CÁLCULO DO DESLOCAMENTO CAUSADO PELA FORÇA LATERAL EM Y (Δb)								
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY1	2,6	1800000	6,0629	1,2	1	782608,696	1,2383	3,75631E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY2	2,6	1800000	2,0619	1,2	1	782608,696	0,8302	6,38061E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY3	2,6	1800000	0,9699	1,2	1	782608,696	0,7469	8,69344E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY4	2,6	1800000	4,6872	1,2	1	782608,696	1,1753	4,08645E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY5	2,6	1800000	1,2462	1,2	1	782608,696	0,7042	8,27306E-06
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY6	2,6	1800000	0,0007	1,2	1	782608,696	0,1799	0,004671896
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY7	2,6	1800000	0,0895	1,2	1	782608,696	0,3689	4,71735E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY8	2,6	1800000	0,0012	1,2	1	782608,696	0,1792	0,002734593
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY9	2,6	1800000	0,0954	1,2	1	782608,696	0,3472	4,55999E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY10	2,6	1800000	0,6324	1,2	1	782608,696	0,5665	1,21841E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY11	2,6	1800000	0,4703	1,2	1	782608,696	0,7798	1,20331E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY12	2,6	1800000	0,7803	1,2	1	782608,696	0,63	1,04993E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY13	2,6	1800000	0,0006	1,2	1	782608,696	0,1582	0,005449892
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY14	2,6	1800000	0,6489	1,2	1	782608,696	0,5999	1,16614E-05
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY15	2,6	1800000	0,0152	1,2	1	782608,696	0,2646	0,000229199
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY16	2,6	1800000	0,0101	1,2	1	782608,696	0,2219	0,000340225
Grupo	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kN/m ²)	A (m ²)	Δb (m)
GHY17	2,6	1800000	0,0087	1,2	1	782608,696	0,189	0,00039521

Fonte: Autor (2023)

Tabela 63 - Rigidez individual e relativa dos grupos horizontais na direção X

CÁLCULO DA RIGIDEZ INDIVIDUAL E RELATIVA DOS GRUPOS HORIZONTAIS NO EIXO X				
Grupo	Rigidez (m ⁻¹)	Repetições	Rigidez x Repetições	Rigidez Relativa (Quinhão)
GHX1	938,9357898	2	1877,87158	0,17%
GHX2	1487,970272	2	2975,940544	0,27%
GHX3	183,4898906	2	366,9797812	0,03%
GHX4	4363,01467	2	8726,029339	0,79%
GHX5	1490,587574	2	2981,175148	0,27%
GHX6	59548,78257	2	119097,5651	10,79%
GHX7	29417,31764	2	58834,63528	5,33%
GHX8	5651,709246	2	11303,41849	1,02%
GHX9	269501,2649	1	269501,2649	24,42%
GHX10	6943,621403	2	13887,24281	1,26%
GHX11	1548,539047	2	3097,078094	0,28%
GHX12	63170,29644	2	126340,5929	11,45%
GHX13	83276,89684	2	166553,7937	15,09%
GHX14	1490,587574	1	1490,587574	0,14%
GHX15	170449,6119	1	170449,6119	15,45%
GHX16	146087,0571	1	146087,0571	13,24%
Somatório em X	845549,683	-	1103570,844	100%

Fonte: Autor (2023)

Tabela 64 - Rigidez individual e relativa dos grupos horizontais na direção Y

CÁLCULO DA RIGIDEZ INDIVIDUAL E RELATIVA DOS GRUPOS HORIZONTAIS NO EIXO Y				
Grupo	Rigidez (m ⁻¹)	Repetições	Rigidez x Repetições	Rigidez Relativa (Quinhão)
GHY1	266218,7944	2	532437,5888	25,47%
GHY2	156724,9015	1	156724,9015	7,50%
GHY3	115029,2256	1	115029,2256	5,50%
GHY4	244711,3782	1	244711,3782	11,71%
GHY5	120874,2276	2	241748,4552	11,57%
GHY6	214,0458648	2	428,0917295	0,02%
GHY7	21198,3201	2	42396,6402	2,03%
GHY8	365,6851709	1	365,6851709	0,02%
GHY9	21929,87718	2	43859,75437	2,10%
GHY10	82073,97706	2	164147,9541	7,85%
GHY11	83103,81161	2	166207,6232	7,95%
GHY12	95244,64886	2	190489,2977	9,11%
GHY13	183,4898906	2	366,9797812	0,02%
GHY14	85752,64496	2	171505,2899	8,21%
GHY15	4363,01467	2	8726,029339	0,42%
GHY16	2939,231881	2	5878,463761	0,28%
GHY17	2530,29958	2	5060,599159	0,24%
Somatório em Y	1303457,574	-	2090083,958	100%

Fonte: Autor (2023)

A rigidez relativa do grupo GHX1 é calculada por meio da equação a seguir:

$$R_{relativa} = \frac{1877,87}{1103570,84} = 0,0017 = 0,17\%$$

O mesmo procedimento é aplicado para os demais grupos. É fundamental perceber que as rigidezes relativas estão considerando a repetição dos grupos e que a soma total tem que ser igual a 100%, garantindo que todos os esforços serão distribuídos para a totalidade dos grupos naquela direção.

4.1.2.4 Esforços sem a consideração da torção

Obtidas as rigidezes relativas de todos os grupos horizontais, é possível calcular os valores dos esforços que cada grupo irá absorver em cada pavimento. Na Tabela 65 e na Tabela 66 estão demonstrados os esforços de vento e desaprumo em cada pavimento para as

direções X e Y. O momento em cada pavimento é calculado multiplicando-se cada força pela distância entre o andar em que se quer calcular o momento e o andar em que a força é aplicada. É importante salientar que durante a distribuição de cada esforço pela respectiva rigidez relativa do grupo, leva-se em consideração se há ou não repetições do grupo no pavimento, de forma que a rigidez não seja superestimada.

Tabela 65 - Esforço cortante e momento fletor atuantes nos grupos horizontais da direção X

ESFORÇO CORTANTE E MOMENTO FLETOR POR GRUPO HORIZONTAL - DIREÇÃO X										
Grupo	Rigidez Relativa (Quinhão)	Repetições	Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
			Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)	Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)	Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)	Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)
			39,35	102,30	63,00	266,11	84,97	487,04	104,81	759,56
GHX1	0,17%	2	0,03	0,09	0,05	0,23	0,07	0,41	0,09	0,65
GHX2	0,27%	2	0,05	0,14	0,08	0,36	0,11	0,66	0,14	1,02
GHX3	0,03%	2	0,01	0,02	0,01	0,04	0,01	0,08	0,02	0,13
GHX4	0,79%	2	0,16	0,40	0,25	1,05	0,34	1,93	0,41	3,00
GHX5	0,27%	2	0,05	0,14	0,09	0,36	0,11	0,66	0,14	1,03
GHX6	10,79%	2	2,12	5,52	3,40	14,36	4,59	26,28	5,66	40,99
GHX7	5,33%	2	1,05	2,73	1,68	7,09	2,27	12,98	2,79	20,25
GHX8	1,02%	2	0,20	0,52	0,32	1,36	0,44	2,49	0,54	3,89
GHX9	24,42%	1	9,61	24,98	15,39	64,99	20,75	118,94	25,60	185,49
GHX10	1,26%	2	0,25	0,64	0,40	1,67	0,53	3,06	0,66	4,78
GHX11	0,28%	2	0,06	0,14	0,09	0,37	0,12	0,68	0,15	1,07
GHX12	11,45%	2	2,25	5,86	3,61	15,23	4,86	27,88	6,00	43,48
GHX13	15,09%	2	2,97	7,72	4,75	20,08	6,41	36,75	7,91	57,32
GHX14	0,14%	1	0,05	0,14	0,09	0,36	0,11	0,66	0,14	1,03
GHX15	15,45%	1	6,08	15,80	9,73	41,10	13,12	75,22	16,19	117,32
GHX16	13,24%	1	5,21	13,54	8,34	35,23	11,25	64,47	13,87	100,55

Fonte: Autor (2023)

Tabela 66 - Esforço cortante e momento fletor atuantes nos grupos horizontais na direção Y

ESFORÇO CORTANTE E MOMENTO FLETOR POR GRUPO HORIZONTAL - DIREÇÃO Y										
Grupo	Rigidez Relativa (Quinhão)	Repetições	Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
			Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)	Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)	Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)	Ftotal acumulada (kN)	Momento total (kN.m)
			16,89	43,91	27,88	116,41	38,30	215,99	48,00	340,79
GHY1	25,47%	2	2,15	5,59	3,55	14,83	4,88	27,51	6,11	43,41
GHY2	7,50%	1	1,27	3,29	2,09	8,73	2,87	16,20	3,60	25,55
GHY3	5,50%	1	0,93	2,42	1,53	6,41	2,11	11,89	2,64	18,76
GHY4	11,71%	1	1,98	5,14	3,26	13,63	4,48	25,29	5,62	39,90
GHY5	11,57%	2	0,98	2,54	1,61	6,73	2,22	12,49	2,78	19,71
GHY6	0,02%	2	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,02	0,00	0,03
GHY7	2,03%	2	0,17	0,45	0,28	1,18	0,39	2,19	0,49	3,46
GHY8	0,02%	1	0,00	0,01	0,00	0,02	0,01	0,04	0,01	0,06
GHY9	2,10%	2	0,18	0,46	0,29	1,22	0,40	2,27	0,50	3,58
GHY10	7,85%	2	0,66	1,72	1,09	4,57	1,50	8,48	1,88	13,38
GHY11	7,95%	2	0,67	1,75	1,11	4,63	1,52	8,59	1,91	13,55
GHY12	9,11%	2	0,77	2,00	1,27	5,30	1,75	9,84	2,19	15,53
GHY13	0,02%	2	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,02	0,00	0,03
GHY14	8,21%	2	0,69	1,80	1,14	4,78	1,57	8,86	1,97	13,98
GHY15	0,42%	2	0,04	0,09	0,06	0,24	0,08	0,45	0,10	0,71
GHY16	0,28%	2	0,02	0,06	0,04	0,16	0,05	0,30	0,07	0,48
GHY17	0,24%	2	0,02	0,05	0,03	0,14	0,05	0,26	0,06	0,41

Fonte: Autor (2023)

4.1.2.5 Esforços com a consideração da torção

Aqui será adotado o mesmo procedimento para o cálculo dos deslocamentos e das rigidezes individuais das paredes sem flanges em ambas as direções. Primeiramente,

calculam-se os deslocamentos (**Tabela 67** e **Tabela 68**) por meio da consulta das propriedades geométricas listadas na **Tabela 25** e na **Tabela 26**.

Tabela 67 - Deslocamentos das paredes sem abas em X

CÁLCULO DO DESLOCAMENTO CAUSADO PELA FORÇA LATERAL NAS PAREDES SEM ABAS EM X (Δb)								
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-01	2,6	1800000	0,0001	1,2	1	782608,696	0,0301	0,032680596
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-02	2,6	1800000	0,0024	1,2	1	782608,696	0,0826	0,001404438
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-03	2,6	1800000	0,0131	1,2	1	782608,696	0,1456	0,00027584
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-04	2,6	1800000	0,0016	1,2	1	782608,696	0,0721	0,002089553
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-05	2,6	1800000	0,0016	1,2	1	782608,696	0,0721	0,002089553
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-06	2,6	1800000	0,0063	1,2	1	782608,696	0,1141	0,000551577
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-07	2,6	1800000	0,2086	1,2	1	782608,696	0,3661	2,64927E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-08	2,6	1800000	0,0001	1,2	1	782608,696	0,0301	0,032680596
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-09	2,6	1800000	0,0588	1,2	1	782608,696	0,2401	7,19582E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-10	2,6	1800000	0,0082	1,2	1	782608,696	0,1246	0,000428924
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-11	2,6	1800000	2,8007	1,2	1	782608,696	0,8701	5,74399E-06
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-12	2,6	1800000	0,0852	1,2	1	782608,696	0,2716	5,28805E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-13	2,6	1800000	0,0016	1,2	1	782608,696	0,0721	0,002089553
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-14	2,6	1800000	0,0016	1,2	1	782608,696	0,0721	0,002089553
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-15	2,6	1800000	0,3612	1,2	1	782608,696	0,4396	1,808E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-16	2,6	1800000	0,0016	1,2	1	782608,696	0,0721	0,002089553
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-17	2,6	1800000	0,0016	1,2	1	782608,696	0,0721	0,002089553
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-18	2,6	1800000	2,6028	1,2	1	782608,696	0,8491	5,94567E-06
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PX-19	2,6	1800000	0,1912	1,2	1	782608,696	0,3556	2,82342E-05

Fonte: Autor (2023)

Tabela 68 - Deslocamentos das paredes sem abas em Y

CÁLCULO DO DESLOCAMENTO CAUSADO PELA FORÇA LATERAL NAS PAREDES SEM ABAS EM Y (Δb)								
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-01	2,6	1800000	5,051	1,2	1	782608,696	1,0591	4,40859E-06
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-02	2,6	1800000	1,0561	1,2	1	782608,696	0,6286	9,42406E-06
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-03	2,6	1800000	0,3612	1,2	1	782608,696	0,4396	1,808E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-04	2,6	1800000	3,4542	1,2	1	782608,696	0,9331	5,21477E-06
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-05	2,6	1800000	0,6867	1,2	1	782608,696	0,5446	1,20601E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-06	2,6	1800000	0,0001	1,2	1	782608,696	0,0301	0,032680596
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-07	2,6	1800000	0,0669	1,2	1	782608,696	0,2506	6,45604E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-08	2,6	1800000	0,001	1,2	1	782608,696	0,0616	0,003319533
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-09	2,6	1800000	0,5398	1,2	1	782608,696	0,5026	1,39618E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-10	2,6	1800000	0,0447	1,2	1	782608,696	0,2191	9,10103E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-11	2,6	1800000	0,0757	1,2	1	782608,696	0,2611	5,8265E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-12	2,6	1800000	0,0001	1,2	1	782608,696	0,0301	0,032680596
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-13	2,6	1800000	0,3119	1,2	1	782608,696	0,4186	1,99593E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-14	2,6	1800000	0,0281	1,2	1	782608,696	0,1876	0,000137081
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-15	2,6	1800000	0,0082	1,2	1	782608,696	0,1246	0,000428924
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-16	2,6	1800000	0,4749	1,2	1	782608,696	0,4816	1,51316E-05
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-17	2,6	1800000	0,0131	1,2	1	782608,696	0,1456	0,00027584
Parede	H (m)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	C	V (kN)	G (kNm ²)	A (m ²)	Δb (m)
PY-18	2,6	1800000	0,0034	1,2	1	782608,696	0,0931	0,00100012

Fonte: Autor (2023)

Em seguida, por meio da equação (17) e (18), determina-se a posição do centro de rigidez da planta. Tendo em vista que a planta é simétrica na direção X, não haverá contribuição das paredes nessa direção para deslocar o centro de rigidez em relação ao centro geométrico. Por outro lado, a assimetria na direção Y provocará um deslocamento que pode ser calculado a partir das rigidezes das paredes nessa direção e a distância delas para um eixo de referência (o centro geométrico). A **Figura 71** revela as cotas entre os eixos das paredes e o ponto de referência. Além disso, representa a posição do centro de rigidez em relação ao centro geométrico. Os dados de cada parede que foram utilizados para a determinação da posição estão presentes na **Tabela 69** e na **Tabela 70**

Figura 71 - Distância das paredes em Y até o centro geométrico

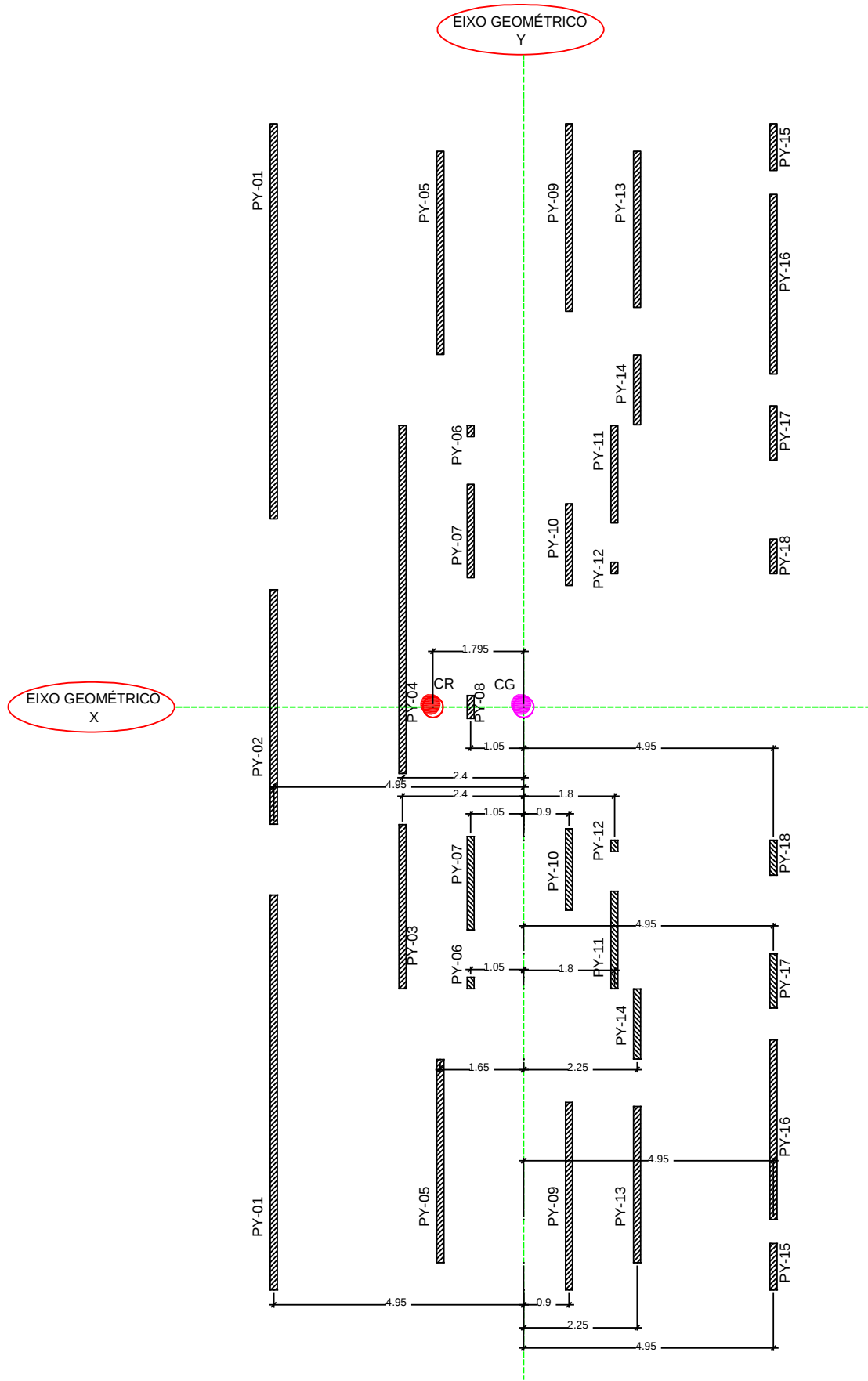


Tabela 69 - Rigidezes das paredes sem abas em Y e a distância até o CG

CÁLCULO DA RIGIDEZ INDIVIDUAL DAS PAREDES SEM ABASE EM Y E AS SUAS POSIÇÕES EM RELAÇÃO AO CENTRO GEOMÉTRICO			
Parede	Rigidez (m^{-1})	Xref (m)	Ry.Xref
PY-01	226829,7652	-4,95	-1122807,338
PY-01	226829,7652	-4,95	-1122807,338
PY-02	106111,4338	-4,95	-525251,5971
PY-03	55309,8395	-2,4	-132743,6148
PY-04	191762,8587	-2,4	-460230,8608
PY-05	82917,71563	-1,65	-136814,2308
PY-05	82917,71563	-1,65	-136814,2308
PY-06	30,59919758	-1,05	-32,12915745
PY-06	30,59919758	-1,05	-32,12915745
PY-07	15489,36478	-1,05	-16263,83302
PY-07	15489,36478	-1,05	-16263,83302
PY-08	301,2471545	-1,05	-316,3095123
PY-09	71624,23587	0,9	64461,81228
PY-09	71624,23587	0,9	64461,81228
PY-10	10987,76756	0,9	9888,990808
PY-10	10987,76756	0,9	9888,990808
PY-11	17162,97189	1,8	30893,3494
PY-11	17162,97189	1,8	30893,3494
PY-12	30,59919758	1,8	55,07855564
PY-12	30,59919758	1,8	55,07855564
PY-13	50102,07551	2,25	112729,6699
PY-13	50102,07551	2,25	112729,6699
PY-14	7294,978436	2,25	16413,70148
PY-14	7294,978436	2,25	16413,70148
PY-15	2331,413423	4,95	11540,49644
PY-16	66086,65955	4,95	327128,9648
PY-16	66086,65955	4,95	327128,9648
PY-17	3625,288728	4,95	17945,1792
PY-17	3625,288728	4,95	17945,1792
PY-18	999,8802003	4,95	4949,406992
PY-18	999,8802003	4,95	4949,406992
Somatório	1386843,599		

Fonte: Autor (2023)

Tabela 70 - Deslocamento do centro de rigidez em relação ao CG

CÁLCULO DA POSIÇÃO DO CENTRO DE RIGIDEZ EM RELAÇÃO AO CENTRO GEOMÉTRICO	
X	-1,795
Y	0

Fonte: Autor (2023)

O sinal negativo na **Tabela 70** revela que o “CR” foi deslocado para a esquerda em relação ao “CG”. Com a excentricidade calculada, é possível calcular o momento torsor gerado em cada pavimento pela força de arrasto do vento.

$$M_{torsor} = e_x \cdot F_a \text{ acumulada}$$

Os resultados foram compilados na tabela **Tabela 71**.

Tabela 71 - Momento torsor em cada pavimento

MOMENTO NA DIREÇÃO Y				
Pavimento	Fa (kN)	Fa acumulada (kN)	ex (m)	Momento (kN.m)
Tipo (Coberta)	12,84	12,84	1,795	23,05877255
Tipo 3	6,51	19,35	1,795	34,74683551
Tipo 2	5,94	25,29	1,795	45,40695681
Tipo 1	5,22	30,51	1,795	54,76991197

Fonte: Autor (2023)

Em seguida, com os deslocamentos obtidos, foram reunidos os resultados das rigidezes individuais de todas as paredes sem abas nas duas direções e as suas posições em relação ao centro de rigidez (**Tabela 72** e **Tabela 73**. As cotas referentes às distâncias das paredes para o centro de rigidez estão representadas na

Tabela 72 - Rigidez individual e distância até o centro de rigidez das paredes em X

CÁLCULO DA RIGIDEZ INDIVIDUAL DAS PAREDES SEM ABASE EM X E AS SUAS POSIÇÕES EM RELAÇÃO AO CENTRO DE RIGIDEZ				
Parede	Rigidez (m ⁻¹)	y (m)	Repetições (n)	nRx.(Yref) ²
PX-01	30,59919758	10,65	2	6941,274974
PX-02	712,0288021	10,65	2	161520,1736
PX-03	3625,288728	10,65	2	822378,6215
PX-04	478,5712925	10,65	2	108561,5048
PX-05	478,5712925	7,65	2	56014,37693
PX-06	1812,98224	6,75	2	165208,0067
PX-07	37746,25323	6,75	2	3439627,326
PX-08	30,59919758	6,75	2	2788,351879
PX-09	13896,95952	6,75	2	1266360,436
PX-10	2331,413423	5,4	2	135968,0308
PX-11	174094,9453	5,4	2	10153217,21
PX-12	18910,56231	3,9	2	575259,3055
PX-13	478,5712925	3,6	2	12404,5679
PX-14	478,5712925	3,6	2	12404,5679
PX-15	55309,8395	2,55	2	719304,4626
PX-16	478,5712925	2,55	1	3111,909829
PX-17	478,5712925	2,55	1	3111,909829
PX-18	168189,5506	0	1	0
PX-19	35418,05336	2,25	1	179303,8951
Somatório	514980,5031			17823485,93

Fonte: Autor (2023)

Tabela 73 - Rigidez individual e distância até o centro de rigidez das paredes em Y

CÁLCULO DA RIGIDEZ INDIVIDUAL DAS PAREDES SEM ABASE EM Y E AS SUAS POSIÇÕES EM RELAÇÃO AO CENTRO DE RIGIDEZ				
Parede	Rigidez (m ⁻¹)	x (m)	Repetições (n)	n.Ry.(Xref) ²
PY-01	226829,7652	3,155	2	4515738,307
PY-02	106111,4338	3,155	1	1056235,864
PY-03	55309,8395	0,605	1	20244,784
PY-04	191762,8587	0,605	1	70190,00034
PY-05	82917,71563	0,145	2	3486,689942
PY-06	30,59919758	0,745	2	33,96663927
PY-07	15489,36478	0,745	2	17193,96937
PY-08	301,2471545	0,745	1	167,1997019
PY-09	71624,23587	2,695	2	1040417,231
PY-10	10987,76756	2,695	2	159608,861
PY-11	17162,97189	3,595	2	443629,5556
PY-12	30,59919758	3,595	2	790,9295889
PY-13	50102,07551	4,045	2	1639542,824
PY-14	7294,978436	4,045	2	238721,2391
PY-15	2331,413423	6,745	2	212135,4239
PY-16	66086,65955	6,745	2	6013228,457
PY-17	3625,288728	6,745	2	329865,2026
PY-18	999,8802003	6,745	2	90979,14942
Somatório	908998,6942			15852209,45

Os dados da última coluna das tabelas acima serão utilizados na determinação do esforço cortante por rotação, conforme explicado na equação (19). O denominador dessa equação leva em consideração as rigidezes de todas as paredes do pavimento em ambas as direções. No entanto, como as rigidezes em X das paredes em Y e a rigidez em Y das paredes em X são insignificantes se comparadas com a sua influência em seu plano, elas serão desprezadas. Assim, calcula-se todas as forças cortantes por torção na direção Y. Como exemplo de cálculo, a força cortante devido à torção na parede PY-01 no pavimento tipo 1 é:

$$V_{yir} = \frac{x_i \cdot R_{yi}}{\sum (x_i^2 \cdot R_{yi} + y_i^2 \cdot R_{xi})} \cdot e_x \cdot V_y$$

$$V_{yrPY01} = \frac{3,155 \cdot 226829,7652}{17823485,93 + 15852209,45} \cdot 54,7699$$

$$V_{yrPY01} = 1,16 \text{ kN}$$

Assim como os esforços cortantes, também é preciso calcular a parcela de momento adicional para cada parede na direção Y (produto da força cortante por rotação pela altura da parede). Os resultados estão compilados na **Tabela 74**, na **Tabela 75** e na **Tabela 76**.

(19)(19)(19)

Tabela 74 - Força cortante por rotação nas paredes da direção Y

CÁLCULO DA FORÇA CORTANTE POR ROTAÇÃO NA DIREÇÃO Y					
Parede	Rigidez (m ⁻¹)	x (m)	$\Sigma(x^2R_y + y^2R_x)$	Tipo 1	
				Momento (kN.m)	V _{yr} (kN)
PY-01	226829,7652	3,155	33675695,38	54,76991197	1,16392468
PY-02	106111,4338	3,155	33675695,38	54,76991197	0,544486375
PY-03	55309,8395	0,605	33675695,38	54,76991197	0,054423096
PY-04	191762,8587	0,605	33675695,38	54,76991197	0,18868846
PY-05	82917,71563	0,145	33675695,38	54,76991197	0,019554234
PY-06	30,59919758	0,745	33675695,38	54,76991197	3,70759E-05
PY-07	15489,36478	0,745	33675695,38	54,76991197	0,018767886
PY-08	301,2471545	0,745	33675695,38	54,76991197	0,00036501
PY-09	71624,23587	2,695	33675695,38	54,76991197	0,313938256
PY-10	10987,76756	2,695	33675695,38	54,76991197	0,048160801
PY-11	17162,97189	3,595	33675695,38	54,76991197	0,10034988
PY-12	30,59919758	3,595	33675695,38	54,76991197	0,00017891
PY-13	50102,07551	4,045	33675695,38	54,76991197	0,329609495
PY-14	7294,978436	4,045	33675695,38	54,76991197	0,047991907
PY-15	2331,413423	6,745	33675695,38	54,76991197	0,025575652
PY-16	66086,65955	6,745	33675695,38	54,76991197	0,724971986
PY-17	3625,288728	6,745	33675695,38	54,76991197	0,03976949
PY-18	999,8802003	6,745	33675695,38	54,76991197	0,010968706

Fonte: Autor (2023)

Tabela 75 - Força cortante por rotação nas paredes da direção Y (Continuação)

CÁLCULO DA FORÇA CORTANTE POR ROTAÇÃO NA DIREÇÃO Y					
Tipo 2		Tipo 3		Tipo (Coberta)	
Momento (kN.m)	V _{yr} (kN)	Momento (kN.m)	V _{yr} (kN)	Momento (kN.m)	V _{yr} (kN)
45,40695681	0,964950934	34,74683551	0,738410889	23,05877255	0,490025883
45,40695681	0,451406044	34,74683551	0,345430143	23,05877255	0,229235123
45,40695681	0,045119429	34,74683551	0,03452681	23,05877255	0,022912759
45,40695681	0,156432035	34,74683551	0,119706727	23,05877255	0,079440045
45,40695681	0,016211424	34,74683551	0,012405493	23,05877255	0,008232561
45,40695681	3,07378E-05	34,74683551	2,35215E-05	23,05877255	1,56094E-05
45,40695681	0,015559502	34,74683551	0,011906622	23,05877255	0,007901499
45,40695681	0,000302611	34,74683551	0,000231568	23,05877255	0,000153673
45,40695681	0,260270289	34,74683551	0,199167035	23,05877255	0,132171672
45,40695681	0,039927678	34,74683551	0,030553919	23,05877255	0,02027626
45,40695681	0,083194997	34,74683551	0,063663436	23,05877255	0,042248471
45,40695681	0,000148325	34,74683551	0,000113503	23,05877255	7,53232E-05
45,40695681	0,273262519	34,74683551	0,209109098	23,05877255	0,138769447
45,40695681	0,039787657	34,74683551	0,03044677	23,05877255	0,020205153
45,40695681	0,021203476	34,74683551	0,016225569	23,05877255	0,010767648
45,40695681	0,601037512	34,74683551	0,459932861	23,05877255	0,305221672
45,40695681	0,032970868	34,74683551	0,025230348	23,05877255	0,01674342
45,40695681	0,009093598	34,74683551	0,006958708	23,05877255	0,004617953

Fonte: Autor (2023)

Tabela 76 - Momento adicional por parede devido à torção

CÁLCULO DO MOMENTO ADICIONAL POR PAREDE DEVIDO À TORÇÃO (kN.m)				
Parede	Pavimento			
	Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
PY-01	1,274067295	3,193935608	5,702808035	8,729012204
PY-02	0,596011319	1,49412969	2,667785405	4,083449981
PY-03	0,059573173	0,14934288	0,266653396	0,408153445
PY-04	0,206544118	0,517781607	0,924504897	1,415094893
PY-05	0,021404658	0,053658939	0,09580864	0,146649648
PY-06	4,05844E-05	0,00010174	0,000181658	0,000278056
PY-07	0,020543898	0,051501115	0,091955821	0,140752324
PY-08	0,000399551	0,001001627	0,001788416	0,002737442
PY-09	0,343646347	0,861480637	1,53818339	2,354422856
PY-10	0,052718275	0,132158464	0,235970428	0,361188511
PY-11	0,109846025	0,275370958	0,49167795	0,752587637
PY-12	0,00019584	0,000490948	0,000876594	0,001341759
PY-13	0,360800561	0,904484216	1,614966765	2,471951451
PY-14	0,052533399	0,131695	0,235142908	0,359921866
PY-15	0,027995885	0,070182365	0,125311403	0,191808099
PY-16	0,793576348	1,989401787	3,552099319	5,437026481
PY-17	0,043532892	0,109131796	0,194856053	0,298256728
PY-18	0,012006679	0,030099319	0,053742674	0,082261309

Fonte: Autor (2023)

Figura 72 - Distância das paredes em X até o centro de rigidez

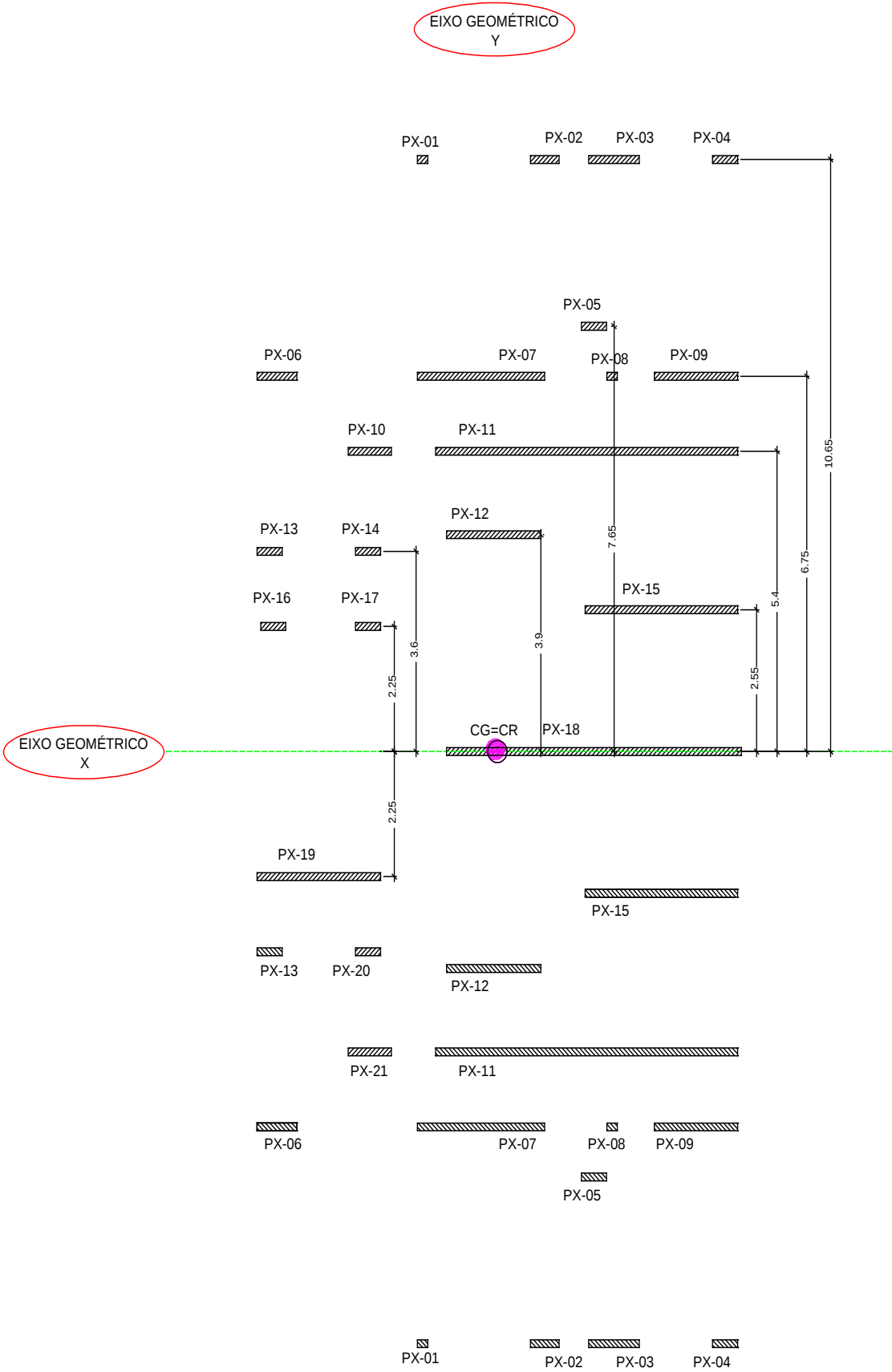
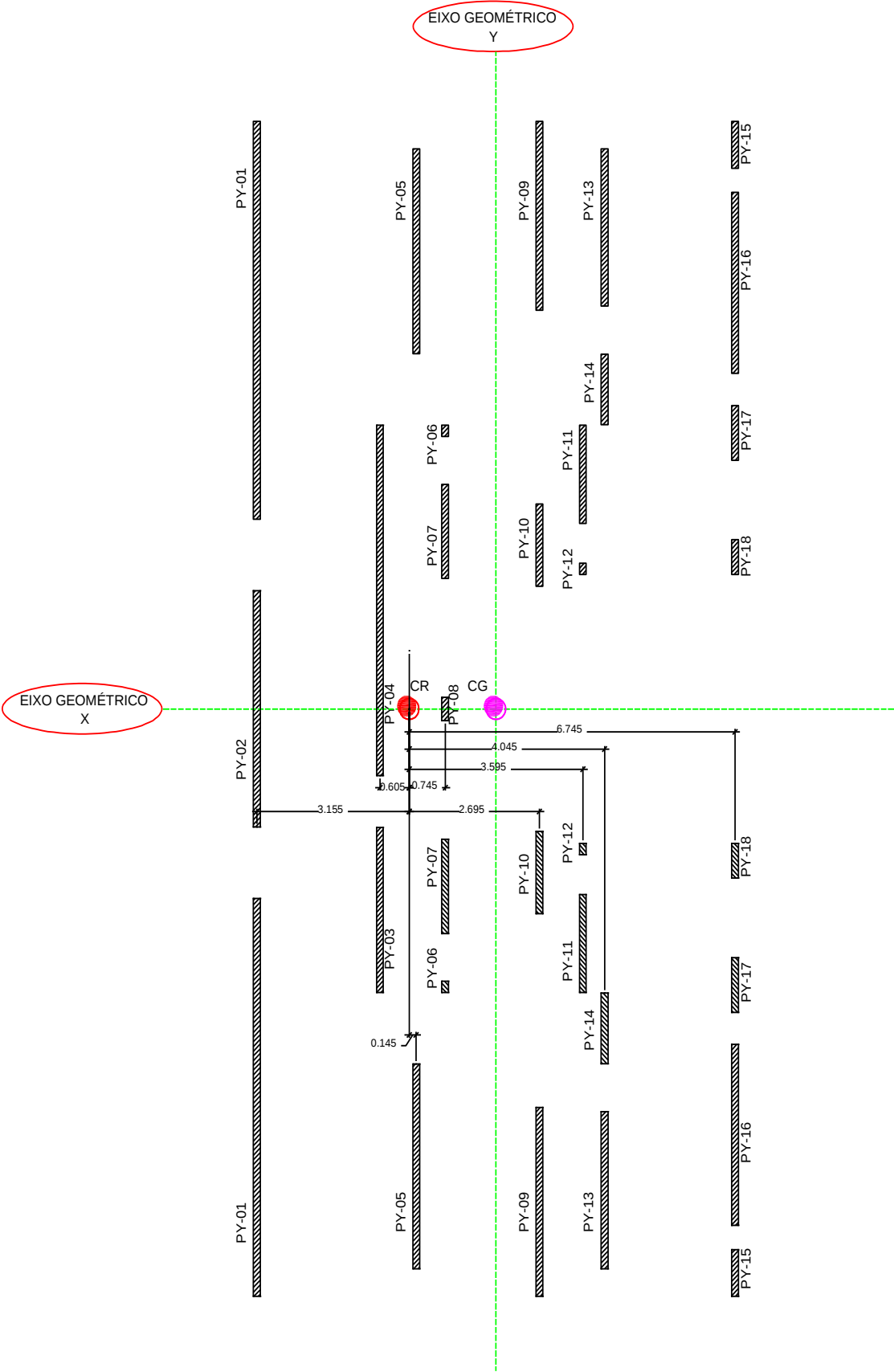


Figura 73 - Distância das paredes em Y até o centro de rigidez



Fonte: Autor (2023)

4.2 DIMENSIONAMENTO

Tendo em vista que foram considerados os esforços horizontais e verticais no edifício estudado, as paredes estarão sujeitas à flexão composta e ao cisalhamento. Portanto, essa etapa mostrará os resultados para cada uma dessas verificações, bem como irá revelar a diferença causada pelo efeito da torção.

4.2.1 Flexão composta nas paredes

Para elementos submetidos à flexão composta, é essencial avaliar as tensões máximas de compressão e tração, comparando os valores característicos e realizando combinações de esforços críticos. Isso é realizado ao separar as ações permanentes das variáveis e considerar as suas interações.

4.2.1.1 Verificação da flexo-compressão

Ao calcular a parcela da compressão simples, levamos em consideração as tensões resultantes do carregamento permanente e acidental. Para a parcela de compressão devido à flexão, consideramos as tensões geradas pelo momento resultante das ações horizontais. No edifício em questão, temos o vento e carga acidental atuando como esforços variáveis. Conforme explicado no tópico 2.5.2.3, é necessário reduzir uma dessas ações por meio de um coeficiente (**Tabela 10**). Dessa forma, realizam-se duas combinações para descobrir o caso mais crítico.

$$\text{Combinação 1: } \frac{\gamma_{fG} * \sigma_G + \gamma_{fQ} * \Psi_o * \sigma_Q}{R} + \frac{\gamma_{fQ} * \sigma_V}{1,5} \leq f_d$$

$$\text{Combinação 2: } \frac{\gamma_{fG} * \sigma_G + \gamma_{fQ} * \sigma_Q}{R} + \frac{\gamma_{fQ} * \Psi_o * \sigma_V}{1,5} \leq f_d$$

$$f_d: \frac{f_k}{\gamma_m};$$

$$f_k: 0,7.0,8. f_{pk};$$

$$\gamma_m: 2,0;$$

$$\Psi_o: 0,5 \text{ (carga acidental) ou } 0,6 \text{ (vento) - Tabela 10};$$

$$R: \left[1 - \left(\frac{2,60}{40,0,14} \right)^3 \right] = 0,9 \text{ - equação (25);}$$

$$\gamma_{fG} \text{ e } \gamma_{fQ}: 1,4 \text{ - Tabela 11.}$$

O fator “0,8” incluído no cálculo da resistência característica é devido à aplicação de argamassa parcial. As tensões geradas pelas cargas permanentes e acidentais são obtidas pela razão entre a carga vertical permanente e acidental pela área efetiva dos grupos.

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

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

A partir das equações acima, obtém-se os resultados representados na **Tabela 77** e na **Tabela 78**.

Tabela 77 - Tensão das cargas verticais permanentes

Tensão normal decorrente das ações verticais permanentes									
Grupos de parede		Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
Grupo Vertical	Área (m²)	Ng (kN)	σg (MPa)	Ng (kN)	σg (MPa)	Ng (kN)	σg (MPa)	Ng (kN)	σg (MPa)
G-01	1,250	97,410	0,078	181,550	0,145	265,690	0,213	349,830	0,280
G-02	0,588	43,910	0,075	93,370	0,159	142,830	0,243	192,290	0,327
G-03	0,945	88,850	0,094	172,270	0,182	255,690	0,271	339,110	0,359
G-04	0,641	47,400	0,074	91,450	0,143	135,500	0,212	179,550	0,280
G-05	0,200	12,030	0,060	26,690	0,134	41,350	0,207	56,010	0,281
G-06	0,725	50,810	0,070	94,070	0,130	137,330	0,190	180,590	0,249
G-07	1,344	92,130	0,069	180,270	0,134	268,410	0,200	356,550	0,265
G-08	1,208	322,120	0,267	426,530	0,353	530,940	0,440	635,350	0,526
G-09	0,746	5,330	0,007	60,410	0,081	115,490	0,155	170,570	0,229
G-10	0,567	59,780	0,105	114,430	0,202	169,080	0,298	223,730	0,395
G-11	1,701	315,240	0,185	436,750	0,257	558,260	0,328	679,770	0,400
G-12	0,914	86,570	0,095	170,720	0,187	254,870	0,279	339,020	0,371

Fonte: Autor (2023)

Tabela 78 - Tensão das cargas verticais variáveis

Tensão normal decorrente das ações verticais variáveis									
Grupos de parede		Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
Grupo Vertical	Área (m²)	Nq (kN)	σq (MPa)	Nq (kN)	σq (MPa)	Nq (kN)	σq (MPa)	Nq (kN)	σq (MPa)
G-01	1,250	13,540	0,011	33,910	0,027	54,280	0,043	74,650	0,060
G-02	0,588	6,060	0,010	17,930	0,030	29,800	0,051	41,670	0,071
G-03	0,945	13,630	0,014	34,160	0,036	54,690	0,058	75,220	0,080
G-04	0,641	7,070	0,011	17,940	0,028	28,810	0,045	39,680	0,062
G-05	0,200	0,590	0,003	3,130	0,016	5,670	0,028	8,210	0,041
G-06	0,725	6,500	0,009	16,250	0,022	26,000	0,036	35,750	0,049
G-07	1,344	13,040	0,010	33,310	0,025	53,580	0,040	73,850	0,055
G-08	1,208	38,410	0,032	66,640	0,055	94,870	0,079	123,100	0,102
G-09	0,746	0,000	0,000	12,930	0,017	25,860	0,035	38,790	0,052
G-10	0,567	8,940	0,016	22,350	0,039	35,760	0,063	49,170	0,087
G-11	1,701	32,000	0,019	63,690	0,037	95,380	0,056	127,070	0,075
G-12	0,914	17,280	0,019	45,780	0,050	74,280	0,081	102,780	0,113

Fonte: Autor (2023)

As tensões causadas pelo momento do desaprumo e do vento são calculadas a partir do momento atuante nos grupos horizontais, bem como do seu módulo de resistência.

$$\sigma_v = \sigma_{desaprumo} + \sigma_{vento}$$

$$\sigma_{desaprumo} = \frac{M_{desaprumo}}{W}$$

$$\sigma_{vento} = \frac{M_{vento}}{W}$$

W: I/y;

y: distância para a borda mais afastada;

I: inércia do grupo horizontal.

Assim, as tensões de vento e desaprumo estão compiladas na **Tabela 79** e na **Tabela 80**.

Tabela 79 - Tensão gerada pelo momento dos esforços de desaprumo

Tensão decorrente do desaprumo										
Grupos de parede			Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
Grupo Horizontal X	W (m²)	K	Mdes (kNm)	odes (MPa)	Mdes (kNm)	odes (MPa)	Mdes (kNm)	odes (MPa)	Mdes (kNm)	odes (MPa)
GHX1	0,00884	1,5	0,00895	0,00101	0,02782	0,00315	0,05660	0,00640	0,09530	0,01078
GHX2	0,01177	1,5	0,01418	0,00120	0,04408	0,00374	0,08970	0,00762	0,15102	0,01283
GHX3	0,00299	1,5	0,00175	0,00059	0,00544	0,00182	0,01106	0,00370	0,01862	0,00623
GHX4	0,02569	1,5	0,04159	0,00162	0,12926	0,00503	0,26301	0,01024	0,44283	0,01724
GHX5	0,01170	1,5	0,01421	0,00121	0,04416	0,00377	0,08985	0,00768	0,15129	0,01293
GHX6	0,22628	1,5	0,56764	0,00251	1,76418	0,00780	3,58964	0,01586	6,04400	0,02671
GHX7	0,10996	1,5	0,28041	0,00255	0,87151	0,00793	1,77329	0,01613	2,98576	0,02715
GHX8	0,02886	1,5	0,05387	0,00187	0,16744	0,00580	0,34069	0,01181	0,57363	0,01988
GHX9	1,22325	1,5	2,56897	0,00210	7,98420	0,00653	16,24570	0,01328	27,35346	0,02236
GHX10	0,03973	1,5	0,06619	0,00167	0,20571	0,00518	0,41857	0,01054	0,70475	0,01774
GHX11	0,01207	1,5	0,01476	0,00122	0,04588	0,00380	0,09335	0,00773	0,15717	0,01302
GHX12	0,32925	1,5	0,60216	0,00183	1,87147	0,00568	3,80794	0,01157	6,41157	0,01947
GHX13	0,36225	1,5	0,79382	0,00219	2,46715	0,00681	5,01998	0,01386	8,45232	0,02333
GHX14	0,01170	1,5	0,01421	0,00121	0,04416	0,00377	0,08985	0,00768	0,15129	0,01293
GHX15	0,86566	1,5	1,62478	0,00188	5,04971	0,00583	10,27481	0,01187	17,30006	0,01998
GHX16	0,53801	1,5	1,39255	0,00259	4,32795	0,00804	8,80622	0,01637	14,82734	0,02756
GHY1	1,49193	1,5	1,33990	0,00090	4,16434	0,00279	8,47330	0,00568	14,26680	0,00956
GHY2	0,83545	1,5	0,78881	0,00094	2,45157	0,00293	4,98829	0,00597	8,39897	0,01005
GHY3	0,57760	1,5	0,57895	0,00100	1,79935	0,00312	3,66119	0,00634	6,16448	0,01067
GHY4	1,24852	1,5	1,23165	0,00099	3,82791	0,00307	7,78876	0,00624	13,11421	0,01050
GHY5	0,54479	1,5	0,60837	0,00112	1,89078	0,00347	3,84723	0,00706	6,47771	0,01189
GHY6	0,00338	1,5	0,00108	0,00032	0,00335	0,00099	0,00681	0,00202	0,01147	0,00340
GHY7	0,08411	1,5	0,10669	0,00127	0,33160	0,00394	0,67471	0,00802	1,13603	0,01351
GHY8	0,00545	1,5	0,00184	0,00034	0,00572	0,00105	0,01164	0,00213	0,01960	0,00359
GHY9	0,08883	1,5	0,11037	0,00124	0,34304	0,00386	0,69799	0,00786	1,17523	0,01323
GHY10	0,32615	1,5	0,41309	0,00127	1,28384	0,00394	2,61228	0,00801	4,39839	0,01349
GHY11	0,26520	1,5	0,41827	0,00158	1,29995	0,00490	2,64506	0,00997	4,45358	0,01679
GHY12	0,47813	1,5	0,47937	0,00100	1,48987	0,00312	3,03148	0,00634	5,10421	0,01068
GHY13	0,00299	1,5	0,00092	0,00031	0,00287	0,00096	0,00584	0,00195	0,00983	0,00329
GHY14	0,32662	1,5	0,43160	0,00132	1,34139	0,00411	2,72936	0,00836	4,59553	0,01407
GHY15	0,02569	1,5	0,02196	0,00085	0,06825	0,00266	0,13887	0,00541	0,23382	0,00910
GHY16	0,01896	1,5	0,01479	0,00078	0,04598	0,00243	0,09355	0,00494	0,15751	0,00831
GHY17	0,01844	1,5	0,01274	0,00069	0,03958	0,00215	0,08054	0,00437	0,13560	0,00736

Fonte: Autor (2023)

Tabela 80 - Tensão gerada pelo momento dos esforços devido ao vento

Tensão decorrente do vento										
Grupos de parede			Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
Grupo Horizontal X	W (m²)	K	Md (kNm)	σvento (MPa)	Md (kNm)	σvento (MPa)	Md (kNm)	σvento (MPa)	Md (kNm)	σvento (MPa)
GHX1	0,00884	1,5	0,07809	0,00883	0,19859	0,02246	0,35778	0,04046	0,55094	0,06231
GHX2	0,01177	1,5	0,12375	0,01051	0,31472	0,02673	0,56699	0,04816	0,87310	0,07416
GHX3	0,00299	1,5	0,01526	0,00511	0,03881	0,01299	0,06992	0,02340	0,10767	0,03603
GHX4	0,02569	1,5	0,36287	0,01413	0,92282	0,03592	1,66252	0,06472	2,56010	0,09966
GHX5	0,01170	1,5	0,12397	0,01059	0,31527	0,02694	0,56799	0,04853	0,87464	0,07473
GHX6	0,22628	1,5	4,95260	0,02189	12,59513	0,05566	22,69099	0,10028	34,94167	0,15442
GHX7	0,10996	1,5	2,44660	0,02225	6,22204	0,05658	11,20943	0,10194	17,26132	0,15698
GHX8	0,02886	1,5	0,47005	0,01629	1,19539	0,04143	2,15358	0,07463	3,31628	0,11492
GHX9	1,22325	1,5	22,41411	0,01832	57,00204	0,04660	102,69314	0,08395	158,13632	0,12928
GHX10	0,03973	1,5	0,57749	0,01454	1,46864	0,03697	2,64586	0,06660	4,07434	0,10255
GHX11	0,01207	1,5	0,12879	0,01067	0,32753	0,02713	0,59007	0,04887	0,90864	0,07526
GHX12	0,32925	1,5	5,25380	0,01596	13,36111	0,04058	24,07097	0,07311	37,06668	0,11258
GHX13	0,36225	1,5	6,92604	0,01912	17,61384	0,04862	31,73256	0,08760	48,86471	0,13489
GHX14	0,01170	1,5	0,12397	0,01059	0,31527	0,02694	0,56799	0,04853	0,87464	0,07473
GHX15	0,86566	1,5	14,17610	0,01638	36,05169	0,04165	64,94962	0,07503	100,01539	0,11554
GHX16	0,53801	1,5	12,14989	0,02258	30,89878	0,05743	55,66630	0,10347	85,72008	0,15933
GHY1	1,49193	1,5	4,25333	0,00285	10,66260	0,00715	19,03819	0,01276	29,14084	0,01953
GHY2	0,83545	1,5	2,50397	0,00300	6,27715	0,00751	11,20792	0,01342	17,15542	0,02053
GHY3	0,57760	1,5	1,83780	0,00318	4,60715	0,00798	8,22612	0,01424	12,59133	0,02180
GHY4	1,24852	1,5	3,90971	0,00313	9,80118	0,00785	17,50012	0,01402	26,78659	0,02145
GHY5	0,54479	1,5	1,93119	0,00354	4,84126	0,00889	8,64412	0,01587	13,23113	0,02429
GHY6	0,00338	1,5	0,00342	0,00101	0,00857	0,00254	0,01531	0,00453	0,02343	0,00694
GHY7	0,08411	1,5	0,33868	0,00403	0,84904	0,01009	1,51596	0,01802	2,32041	0,02759
GHY8	0,00545	1,5	0,00584	0,00107	0,01465	0,00269	0,02615	0,00479	0,04003	0,00734
GHY9	0,08883	1,5	0,35037	0,00394	0,87834	0,00989	1,56828	0,01766	2,40049	0,02702
GHY10	0,32615	1,5	1,31128	0,00402	3,28723	0,01008	5,86938	0,01800	8,98398	0,02755
GHY11	0,26520	1,5	1,32774	0,00501	3,32848	0,01255	5,94303	0,02241	9,09671	0,03430
GHY12	0,47813	1,5	1,52171	0,00318	3,81474	0,00798	6,81126	0,01425	10,42567	0,02181
GHY13	0,00299	1,5	0,00293	0,00098	0,00735	0,00246	0,01312	0,00439	0,02009	0,00672
GHY14	0,32662	1,5	1,37006	0,00419	3,43457	0,01052	6,13246	0,01878	9,38665	0,02874
GHY15	0,02569	1,5	0,06971	0,00271	0,17475	0,00680	0,31201	0,01215	0,47758	0,01859
GHY16	0,01896	1,5	0,04696	0,00248	0,11772	0,00621	0,21019	0,01109	0,32173	0,01697
GHY17	0,01844	1,5	0,04043	0,00219	0,10134	0,00550	0,18095	0,00981	0,27697	0,01502

Fonte: Autor (2023)

De posse desses dados, é possível resolver as combinações propostas. Vamos tomar o grupo horizontal GHX1 como exemplo (corresponde ao grupo vertical G2) e calcular sua solicitação no pavimento tipo (coberta).

$$\text{Combinação 1: } \frac{\gamma_{fG} * \sigma_G + \gamma_{fQ} * \Psi_o * \sigma_Q}{R} + \frac{\gamma_{fQ} * \sigma_V}{1,5} \leq f_d$$

$$\frac{1,4 * 0,075 + 1,4 * 0,5 * 0,01}{0,9} + \frac{1,4 * (0,00101 + 0,00883)}{1,5} \leq f_d$$

$$0,1244 + 0,009184 \leq f_d$$

$$f_d \geq 0,133 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Combinação 2: } & \frac{1,4 * 0,075 + 1,4 * 0,01}{0,9} \\ & + \frac{1,4 * 0,6 * (0,00101 + 0,00883)}{1,5} \leq f_d \end{aligned}$$

$$0,132 + 0,0055104 \leq f_d$$

$$f_d \geq 0,138 \text{ MPa}$$

Logo, a combinação 2 impõe o intervalo a ser respeitado. O mesmo procedimento foi realizado para os demais grupos, resultando nos dados presentes na **Tabela 81**. Considerando um bloco de resistência $f_{bk} = 6,0 \text{ MPa}$, temos uma resistência de prisma $f_{pk} = 3,0 \text{ MPa}$. Assim:

$$f_d = \frac{0,7 * 0,8 * 3}{2} = 0,84 \text{ MPa}$$

Tabela 81 - Combinações ELU para flexo-compressão

COMBINAÇÃO ELU (FLEXO - COMPRESSÃO)									
Grupos de parede		Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
Grupo Horizontal	Grupo Vertical Correspondente	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)
GHX1	G-02	0,133	0,138	0,295	0,309	0,461	0,483	0,632	0,660
GHX2	G-05	0,107	0,105	0,249	0,250	0,397	0,398	0,550	0,549
GHX3	G-03	0,163	0,172	0,326	0,348	0,491	0,526	0,660	0,706
GHX4	G-04	0,138	0,141	0,282	0,289	0,434	0,441	0,593	0,598
GHX5	G-04	0,135	0,139	0,273	0,283	0,417	0,431	0,566	0,582
GHX6	G-03	0,180	0,182	0,371	0,375	0,574	0,576	0,789	0,783
GHX7	G-06	0,139	0,137	0,280	0,273	0,433	0,417	0,598	0,568
GHX8	G-01	0,147	0,148	0,291	0,295	0,445	0,447	0,608	0,604
GHX9	G-07	0,133	0,133	0,278	0,277	0,432	0,427	0,597	0,583
GHX10	G-08	0,455	0,474	0,632	0,659	0,817	0,849	1,010	1,044
GHX11	G-01	0,141	0,145	0,276	0,286	0,417	0,430	0,564	0,578
GHX12	G-09	0,028	0,021	0,183	0,179	0,347	0,342	0,520	0,511
GHX13	G-10	0,196	0,200	0,396	0,406	0,608	0,619	0,829	0,837
GHX14	G-11	0,314	0,324	0,457	0,475	0,607	0,629	0,762	0,787
GHX15	G-12	0,179	0,187	0,374	0,395	0,578	0,609	0,791	0,828
GHX16	G-11	0,326	0,332	0,490	0,494	0,666	0,665	0,854	0,843
GHY1	G-01	0,133	0,140	0,256	0,274	0,382	0,409	0,509	0,545
GHY2	G-11	0,307	0,320	0,438	0,464	0,572	0,609	0,708	0,755
GHY3	G-11	0,307	0,320	0,439	0,464	0,573	0,609	0,710	0,756
GHY4	G-08	0,444	0,467	0,603	0,641	0,764	0,818	0,928	0,995
GHY5	G-03	0,162	0,171	0,323	0,347	0,487	0,524	0,654	0,702
GHY6	G-07	0,115	0,122	0,231	0,249	0,348	0,376	0,465	0,504
GHY7	G-09	0,016	0,014	0,153	0,161	0,292	0,310	0,435	0,460
GHY8	G-12	0,163	0,178	0,333	0,371	0,504	0,564	0,675	0,758
GHY9	G-09	0,016	0,014	0,152	0,161	0,292	0,309	0,434	0,459
GHY10	G-02	0,129	0,135	0,284	0,302	0,442	0,471	0,602	0,642
GHY11	G-07	0,120	0,125	0,244	0,257	0,372	0,391	0,503	0,527
GHY12	G-04	0,128	0,135	0,254	0,272	0,383	0,411	0,515	0,551
GHY13	G-10	0,177	0,189	0,348	0,377	0,519	0,566	0,691	0,754
GHY14	G-06	0,121	0,126	0,233	0,245	0,348	0,366	0,466	0,488
GHY15	G-07	0,118	0,124	0,237	0,252	0,358	0,383	0,481	0,514
GHY16	G-10	0,179	0,190	0,353	0,380	0,528	0,571	0,705	0,763
GHY17	G-05	0,099	0,100	0,227	0,237	0,358	0,375	0,490	0,513

Fonte: Autor (2023)

As células destacadas em vermelho representam os grupos de paredes que ultrapassaram a resistência permitida de cálculo. Esse resultado era esperado tendo em vista que esses grupos são os localizados na caixa de escada do edifício, ou seja, recebem as maiores quantidades de cargas. Também é perceptível que os pavimentos superiores possuem uma margem considerável em relação às solicitações. Dessa forma, analisa-se outro bloco. Para o bloco de resistência $f_{bk} = 4,0 \text{ MPa}$, temos uma resistência de prisma $f_{pk} = 2 \text{ MPa}$.

$$f_d = \frac{0,7 * 0,8 * 2}{2} = 0,56 \text{ MPa}$$

Para aqueles grupos em que a resistência não foi suficiente, foi adotado o grauteamento parcial dos blocos. Conforme explicado anteriormente, esse método amplifica a resistência em cerca de 30%, resultando em uma resistência de cálculo à compressão de $f_d = 1,1 \text{ MPa}$, atendendo os casos mais críticos. A fim de facilitar o processo construtivo, tornando-o o mais racional possível, adotou-se o grauteamento em todos os grupos de paredes

que compõem a escada da edificação. A **Tabela 82** resume a resistência adotada para os blocos em cada pavimento.

Tabela 82 - Resumo de f_{bk} por pavimento em MPa

Reservatório	Barrilete	Coberta	Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	6,0	6,0

Fonte: Autor (2023)

4.2.1.2 Verificação da flexo-tração

Nas paredes de contraventamento, deve-se garantir que a combinação de tensões normais de compressão devido à carga vertical (considerando apenas 90% da carga permanente) subtraída a tensão normal de tração devida ao momento oriundo da força horizontal de vento e desaprumo, não supere a resistência à tração da alvenaria (f_{td}).

$$\text{Combinação: } \gamma_{fQ} * \sigma_V - \gamma_{fG} * \sigma_G \leq f_{td}$$

Considerando que o bloco de maior resistência adotado foi o de 6,0 Mpa, utilizaremos uma argamassa de resistência $f_a = 6,0 \text{ MPa}$. Dito isso, consultando a **Tabela 22**, temos que $f_{tk} = 0,2$. Utilizando o grupo horizontal GHX1 como exemplo de verificação para o pavimento tipo, obtém-se:

$$1,4 * (0,01078 + 0,06231) - 0,9 * 0,327 \leq \frac{0,2}{2}$$

$$-0,1919 \text{ MPa} \leq 0,1$$

O sinal negativo na inequação acima surge devido aos esforços de compressão que são grandes o suficiente para anular e sobrepor os esforços de tração. A **Tabela 83** mostra todos os resultados para os demais grupos de todos os pavimentos.

Tabela 83 - Combinações ELU para flexo-tração

COMBINAÇÃO ELU NORMAL (TRAÇÃO)					
Grupos de parede		Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
Grupo Horizontal	Grupo Vertical Correspondente	Combinação (MPa)	Combinação (MPa)	Combinação (MPa)	Combinação (MPa)
GHX1	G-02	-0,05343	-0,10706	-0,15301	-0,19200
GHX2	G-05	-0,03787	-0,07774	-0,10845	-0,13089
GHX3	G-03	-0,07665	-0,14334	-0,20557	-0,26379
GHX4	G-04	-0,04456	-0,07116	-0,08546	-0,08864
GHX5	G-04	-0,05008	-0,08551	-0,11171	-0,12958
GHX6	G-03	-0,05047	-0,07523	-0,08092	-0,06938
GHX7	G-06	-0,02840	-0,02654	-0,00530	0,03345
GHX8	G-01	-0,04474	-0,06465	-0,07036	-0,06325
GHX9	G-07	-0,03310	-0,04634	-0,04361	-0,20746
GHX10	G-08	-0,21741	-0,25891	-0,28774	-0,30514
GHX11	G-01	-0,05352	-0,08747	-0,11213	-0,12839
GHX12	G-09	0,01847	-0,00816	-0,02088	-0,02105
GHX13	G-10	-0,06505	-0,10403	-0,12634	-0,13361
GHX14	G-11	-0,15027	-0,18809	-0,21669	-0,23695
GHX15	G-12	-0,05974	-0,10172	-0,12945	-0,14428
GHX16	G-11	-0,13155	-0,13942	-0,12760	-0,09802
GHY1	G-01	-0,06491	-0,11685	-0,16556	-0,21125
GHY2	G-11	-0,16128	-0,21646	-0,26824	-0,31684
GHY3	G-11	-0,16094	-0,21556	-0,26656	-0,31421
GHY4	G-08	-0,23432	-0,30263	-0,36737	-0,42881
GHY5	G-03	-0,07809	-0,14677	-0,21141	-0,27231
GHY6	G-07	-0,05983	-0,11578	-0,17057	-0,22430
GHY7	G-09	0,00098	-0,05328	-0,10296	-0,14839
GHY8	G-12	-0,08332	-0,16297	-0,24140	-0,31871
GHY9	G-09	0,00083	-0,05368	-0,10371	-0,14956
GHY10	G-02	-0,05981	-0,12329	-0,18221	-0,23688
GHY11	G-07	-0,05248	-0,09628	-0,13440	-0,16723
GHY12	G-04	-0,06074	-0,11297	-0,16158	-0,20682
GHY13	G-10	-0,09308	-0,17685	-0,25950	-0,34111
GHY14	G-06	-0,05540	-0,09639	-0,13261	-0,16440
GHY15	G-07	-0,05670	-0,10747	-0,15517	-0,19999
GHY16	G-10	-0,09033	-0,16955	-0,24595	-0,31973
GHY17	G-05	-0,05023	-0,10970	-0,16668	-0,22135

Fonte: Autor (2023)

A quase unanimidade de resultados negativos revela que a estrutura resiste com folga aos esforços de tração, não sendo necessária a inserção de armadura em nenhuma parede. Os únicos resultados positivos são pertencentes ao grupo G9. Isso ocorre, pois, esse grupo de paredes não recebe quase nenhuma carga vertical no pavimento tipo (coberta). Esse efeito é anulado conforme os pavimentos vão se acumulando (aumento da compressão e consequente diminuição da tração).

4.2.2 Verificação ao cisalhamento

O valor característico da resistência ao cisalhamento (f_{vk}) depende da resistência média à compressão da argamassa (f_a), que influencia a aderência inicial (τ_o) e o nível de pré-compressão $\mu\sigma$, com coeficiente de atrito $\mu = 0,5$. Para o cisalhamento, também utilizamos um coeficiente de 0,9 para atuar em cima das tensões provenientes das cargas permanentes. Como adotamos f_a igual a 6,0 MPa para todos os pavimentos, de acordo com a **Tabela 21** temos que:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 * \sigma_G \leq 1,4 \text{ MPa}$$

A verificação ao cisalhamento será atendida se:

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} \leq 1$$

$$\tau_d: 1,4 \cdot \tau_k;$$

$$f_{vd}: \frac{f_{vk}}{2}.$$

O cálculo da tensão de cisalhamento é realizado por meio da seguinte equação:

$$\tau_k = \frac{F_{horizontal}}{A}$$

Conforme recomendação da norma, a área utilizada não leva em consideração a contribuição das abas das paredes de contraventamento. A força horizontal compreende a soma da força horizontal de desaprumo e do vento. Utilizando a parede PX-01 como exemplo de cálculo, temos:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 * 0,9 * 0,094 \leq 1,4 \text{ MPa}$$

$$f_{vk} = 0,192 \text{ MPa} \leq 1,4 \text{ MPa}$$

Os valores característicos das resistências e as áreas das paredes foram calculados e distribuídos na **Tabela 84**.

Tabela 84 - Valores característicos de resistência ao cisalhamento

Parede	Grupo Vertical Correspondente	Grupo Horizontal Correspondente	A (m²)	Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
				σ_g (MPa)	f_{vk} (MPa)	σ_g (MPa)	f_{vk} (MPa)	σ_g (MPa)	f_{vk} (MPa)	σ_g (MPa)	f_{vk} (MPa)
PX01	G3	GHX3	0,030	0,094	0,192	0,182	0,232	0,271	0,272	0,359	0,311
PX02	G2	GHX1	0,083	0,075	0,184	0,159	0,221	0,243	0,259	0,327	0,297
PX03	G4	GHX4	0,146	0,074	0,183	0,143	0,214	0,212	0,245	0,280	0,276
PX04	G5	GHX2	0,072	0,060	0,177	0,134	0,210	0,207	0,243	0,281	0,276
PX05	G4	GHX5	0,072	0,074	0,183	0,143	0,214	0,212	0,245	0,280	0,276
PX06	G1	GHX8	0,114	0,078	0,185	0,145	0,215	0,213	0,246	0,280	0,276
PX07	G3	GHX6	0,366	0,094	0,192	0,182	0,232	0,271	0,272	0,359	0,311
PX08	G7	GHX9	0,900	0,069	0,181	0,134	0,210	0,200	0,240	0,265	0,269
PX09	G6	GHX7	0,240	0,070	0,182	0,130	0,208	0,190	0,235	0,249	0,262
PX10	G8	GHX10	0,269	0,267	0,270	0,353	0,309	0,440	0,348	0,526	0,387
PX11	G7	GHX9	0,900	0,069	0,181	0,134	0,210	0,200	0,240	0,265	0,269
PX12	G9	GHX12	0,272	0,007	0,153	0,081	0,186	0,155	0,220	0,229	0,253
PX13	G1	GHX11	0,072	0,078	0,185	0,145	0,215	0,213	0,246	0,280	0,276
PX14	G8	GHX10	0,269	0,267	0,270	0,353	0,309	0,440	0,348	0,526	0,387
PX15	G10	GHX13	0,440	0,105	0,197	0,202	0,241	0,298	0,284	0,395	0,328
PX16	G11	GHX14	0,072	0,185	0,233	0,257	0,266	0,328	0,298	0,400	0,330
PX17	G8	GHX10	0,269	0,267	0,270	0,353	0,309	0,440	0,348	0,526	0,387
PX18	G12	GHX15	0,849	0,095	0,193	0,187	0,234	0,279	0,276	0,371	0,317
PX19	G11	GHX16	0,356	0,185	0,233	0,257	0,266	0,328	0,298	0,400	0,330
PY01	G1	GHY1	1,059	0,078	0,185	0,145	0,215	0,213	0,246	0,280	0,276
PY02	G11	GHY2	0,629	0,185	0,233	0,257	0,266	0,328	0,298	0,400	0,330
PY03	G11	GHY3	0,440	0,185	0,233	0,257	0,266	0,328	0,298	0,400	0,330
PY04	G8	GHY4	0,933	0,267	0,270	0,353	0,309	0,440	0,348	0,526	0,387
PY05	G3	GHY5	0,545	0,094	0,192	0,182	0,232	0,271	0,272	0,359	0,311
PY06	G7	GHY6	0,030	0,069	0,181	0,134	0,210	0,200	0,240	0,265	0,269
PY07	G9	GHY7	0,251	0,007	0,153	0,081	0,186	0,155	0,220	0,229	0,253
PY08	G12	GHY8	0,062	0,095	0,193	0,187	0,234	0,279	0,276	0,371	0,317
PY09	G2	GHY10	0,503	0,075	0,184	0,159	0,221	0,243	0,259	0,327	0,297
PY10	G9	GHY9	0,219	0,007	0,153	0,081	0,186	0,155	0,220	0,229	0,253
PY11	G7	GHY11	0,449	0,069	0,181	0,134	0,210	0,200	0,240	0,265	0,269
PY12	G10	GHY13	0,030	0,105	0,197	0,202	0,241	0,298	0,284	0,395	0,328
PY13	G4	GHY12	0,419	0,074	0,183	0,143	0,214	0,212	0,245	0,280	0,276
PY14	G7	GHY11	0,449	0,069	0,181	0,134	0,210	0,200	0,240	0,265	0,269
PY15	G5	GHY17	0,125	0,060	0,177	0,134	0,210	0,207	0,243	0,281	0,276
PY16	G6	GHY14	0,482	0,070	0,182	0,130	0,208	0,190	0,235	0,249	0,262
PY17	G7	GHY15	0,146	0,069	0,181	0,134	0,210	0,200	0,240	0,265	0,269
PY18	G10	GHY16	0,093	0,105	0,197	0,202	0,241	0,298	0,284	0,395	0,328

Fonte: Autor (2023)

Em seguida, determina-se a resistência de cálculo:

$$f_{vd} = \frac{0,192}{2} = 0,096 \text{ MPa}$$

Posteriormente, calculando a tensão de cisalhamento:

$$\tau_k = \frac{0,00654}{1000 * 0,03} = 0,000217 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 0,000217 * 1,4 = 0,0003 \text{ MPa}$$

Por fim, temos:

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} \leq 1$$

$$\frac{0,0003}{0,096} = 0,0031 \text{ MPa} \leq 1$$

Repetindo o mesmo procedimento de verificação para as demais paredes de todos os pavimentos, obtemos os dados presentes na **Tabela 85** e na **Tabela 86**.

Tabela 85 - Verificação ao cisalhamento

VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO												
Parede	Tipo (Coberta)						Tipo 3					
	f _{vk}	f _{vd}	t _k (MPa)	τ _d	τ _d /f _{vd}	τ _d /f _{vd} < 1	f _{vk}	f _{vd}	t _k (MPa)	τ _d (MPa)	τ _d /f _{vd}	τ _d /f _{vd} < 1
PX01	0,1923	0,0962	0,0002	0,0003	0,0032	Sim	0,2320	0,1160	0,0003	0,0005	0,0042	Sim
PX02	0,1836	0,0918	0,0004	0,0006	0,0062	Sim	0,2215	0,1107	0,0006	0,0009	0,0082	Sim
PX03	0,1833	0,0917	0,0011	0,0015	0,0163	Sim	0,2143	0,1071	0,0017	0,0024	0,0224	Sim
PX04	0,1771	0,0886	0,0007	0,0010	0,0116	Sim	0,2102	0,1051	0,0012	0,0016	0,0157	Sim
PX05	0,1833	0,0917	0,0007	0,0010	0,0113	Sim	0,2143	0,1071	0,0012	0,0017	0,0154	Sim
PX06	0,1851	0,0925	0,0018	0,0025	0,0267	Sim	0,2154	0,1077	0,0028	0,0040	0,0368	Sim
PX07	0,1923	0,0962	0,0058	0,0081	0,0844	Sim	0,2320	0,1160	0,0093	0,0130	0,1121	Sim
PX08	0,1808	0,0904	0,0107	0,0149	0,1653	Sim	0,2104	0,1052	0,0171	0,0239	0,2275	Sim
PX09	0,1816	0,0908	0,0044	0,0061	0,0674	Sim	0,2084	0,1042	0,0070	0,0098	0,0940	Sim
PX10	0,2700	0,1350	0,0009	0,0013	0,0095	Sim	0,3090	0,1545	0,0015	0,0021	0,0134	Sim
PX11	0,1808	0,0904	0,0107	0,0149	0,1653	Sim	0,2104	0,1052	0,0171	0,0239	0,2275	Sim
PX12	0,1532	0,0766	0,0083	0,0116	0,1515	Sim	0,1865	0,0932	0,0133	0,0186	0,1994	Sim
PX13	0,1851	0,0925	0,0008	0,0011	0,0116	Sim	0,2154	0,1077	0,0012	0,0017	0,0159	Sim
PX14	0,2700	0,1350	0,0009	0,0013	0,0095	Sim	0,3090	0,1545	0,0015	0,0021	0,0134	Sim
PX15	0,1974	0,0987	0,0068	0,0095	0,0958	Sim	0,2408	0,1204	0,0108	0,0151	0,1257	Sim
PX16	0,2334	0,1167	0,0007	0,0010	0,0088	Sim	0,2655	0,1328	0,0012	0,0017	0,0124	Sim
PX17	0,2700	0,1350	0,0009	0,0013	0,0095	Sim	0,3090	0,1545	0,0015	0,0021	0,0134	Sim
PX18	0,1926	0,0963	0,0072	0,0100	0,1040	Sim	0,2341	0,1170	0,0115	0,0160	0,1371	Sim
PX19	0,2334	0,1167	0,0146	0,0205	0,1757	Sim	0,2655	0,1328	0,0235	0,0328	0,2473	Sim
PY01	0,1851	0,0925	0,0020	0,0028	0,0307	Sim	0,2154	0,1077	0,0034	0,0047	0,0436	Sim
PY02	0,2334	0,1167	0,0020	0,0028	0,0242	Sim	0,2655	0,1328	0,0033	0,0047	0,0351	Sim
PY03	0,2334	0,1167	0,0021	0,0030	0,0254	Sim	0,2655	0,1328	0,0035	0,0049	0,0368	Sim
PY04	0,2700	0,1350	0,0021	0,0030	0,0220	Sim	0,3090	0,1545	0,0035	0,0049	0,0317	Sim
PY05	0,1923	0,0962	0,0018	0,0025	0,0261	Sim	0,2320	0,1160	0,0030	0,0041	0,0357	Sim
PY06	0,1808	0,0904	0,0001	0,0001	0,0009	Sim	0,2104	0,1052	0,0001	0,0001	0,0013	Sim
PY07	0,1532	0,0766	0,0007	0,0010	0,0125	Sim	0,1865	0,0932	0,0011	0,0016	0,0169	Sim
PY08	0,1926	0,0963	0,0000	0,0001	0,0007	Sim	0,2341	0,1170	0,0001	0,0001	0,0009	Sim
PY09	0,1836	0,0918	0,0013	0,0018	0,0201	Sim	0,2215	0,1107	0,0022	0,0030	0,0275	Sim
PY10	0,1532	0,0766	0,0008	0,0011	0,0148	Sim	0,1865	0,0932	0,0013	0,0019	0,0201	Sim
PY11	0,1808	0,0904	0,0015	0,0021	0,0232	Sim	0,2104	0,1052	0,0025	0,0035	0,0329	Sim
PY12	0,1974	0,0987	0,0000	0,0001	0,0007	Sim	0,2408	0,1204	0,0001	0,0001	0,0009	Sim
PY13	0,1833	0,0917	0,0018	0,0026	0,0281	Sim	0,2143	0,1071	0,0030	0,0042	0,0397	Sim
PY14	0,1808	0,0904	0,0015	0,0021	0,0232	Sim	0,2104	0,1052	0,0025	0,0035	0,0329	Sim
PY15	0,1771	0,0886	0,0002	0,0002	0,0026	Sim	0,2102	0,1051	0,0003	0,0004	0,0036	Sim
PY16	0,1816	0,0908	0,0014	0,0020	0,0222	Sim	0,2084	0,1042	0,0024	0,0033	0,0319	Sim
PY17	0,1808	0,0904	0,0002	0,0003	0,0037	Sim	0,2104	0,1052	0,0004	0,0006	0,0053	Sim
PY18	0,1974	0,0987	0,0003	0,0004	0,0036	Sim	0,2408	0,1204	0,0004	0,0006	0,0049	Sim

Fonte: Autor (2023)

Tabela 86 - Verificação ao cisalhamento (Continuação)

VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO											
Tipo 2						Tipo 1					
f _{vk}	f _{vd}	τ _k (MPa)	τ _d	τ _d /f _{vd}	τ _d /f _{vd} < 1	f _{vk}	f _{vd}	τ _k (MPa)	τ _d	τ _d /f _{vd}	τ _d /f _{vd} < 1
0,2718	0,1359	0,0005	0,0007	0,0048	Sim	0,3115	0,1557	0,0006	0,0008	0,0052	Sim
0,2593	0,1297	0,0009	0,0012	0,0095	Sim	0,2972	0,1486	0,0011	0,0015	0,0102	Sim
0,2452	0,1226	0,0023	0,0032	0,0263	Sim	0,2761	0,1381	0,0028	0,0040	0,0289	Sim
0,2433	0,1216	0,0016	0,0022	0,0183	Sim	0,2763	0,1382	0,0020	0,0027	0,0199	Sim
0,2452	0,1226	0,0016	0,0022	0,0182	Sim	0,2761	0,1381	0,0020	0,0027	0,0199	Sim
0,2457	0,1228	0,0038	0,0053	0,0435	Sim	0,2760	0,1380	0,0047	0,0066	0,0477	Sim
0,2718	0,1359	0,0125	0,0175	0,1290	Sim	0,3115	0,1557	0,0154	0,0216	0,1389	Sim
0,2399	0,1199	0,0231	0,0323	0,2691	Sim	0,2694	0,1347	0,0284	0,0398	0,2956	Sim
0,2353	0,1176	0,0094	0,0132	0,1123	Sim	0,2622	0,1311	0,0116	0,0163	0,1243	Sim
0,3479	0,1739	0,0020	0,0028	0,0160	Sim	0,3868	0,1934	0,0025	0,0034	0,0178	Sim
0,2399	0,1199	0,0231	0,0323	0,2691	Sim	0,2694	0,1347	0,0284	0,0398	0,2956	Sim
0,2197	0,1099	0,0179	0,0251	0,2282	Sim	0,2530	0,1265	0,0221	0,0309	0,2445	Sim
0,2457	0,1228	0,0017	0,0023	0,0188	Sim	0,2760	0,1380	0,0020	0,0029	0,0207	Sim
0,3479	0,1739	0,0020	0,0028	0,0160	Sim	0,3868	0,1934	0,0025	0,0034	0,0178	Sim
0,2842	0,1421	0,0146	0,0204	0,1437	Sim	0,3276	0,1638	0,0180	0,0252	0,1538	Sim
0,2977	0,1488	0,0016	0,0022	0,0150	Sim	0,3298	0,1649	0,0020	0,0027	0,0167	Sim
0,3479	0,1739	0,0020	0,0028	0,0160	Sim	0,3868	0,1934	0,0025	0,0034	0,0178	Sim
0,2756	0,1378	0,0155	0,0216	0,1571	Sim	0,3170	0,1585	0,0191	0,0267	0,1684	Sim
0,2977	0,1488	0,0316	0,0443	0,2975	Sim	0,3298	0,1649	0,0390	0,0546	0,3312	Sim
0,2457	0,1228	0,0046	0,0064	0,0525	Sim	0,2760	0,1380	0,0058	0,0081	0,0586	Sim
0,2977	0,1488	0,0046	0,0064	0,0430	Sim	0,3298	0,1649	0,0057	0,0080	0,0486	Sim
0,2977	0,1488	0,0048	0,0067	0,0451	Sim	0,3298	0,1649	0,0060	0,0084	0,0510	Sim
0,3479	0,1739	0,0048	0,0067	0,0387	Sim	0,3868	0,1934	0,0060	0,0084	0,0436	Sim
0,2718	0,1359	0,0041	0,0057	0,0419	Sim	0,3115	0,1557	0,0051	0,0071	0,0458	Sim
0,2399	0,1199	0,0001	0,0002	0,0015	Sim	0,2694	0,1347	0,0002	0,0002	0,0017	Sim
0,2197	0,1099	0,0016	0,0022	0,0198	Sim	0,2530	0,1265	0,0019	0,0027	0,0215	Sim
0,2756	0,1378	0,0001	0,0002	0,0011	Sim	0,3170	0,1585	0,0001	0,0002	0,0012	Sim
0,2593	0,1297	0,0030	0,0042	0,0323	Sim	0,2972	0,1486	0,0038	0,0053	0,0353	Sim
0,2197	0,1099	0,0018	0,0026	0,0234	Sim	0,2530	0,1265	0,0023	0,0032	0,0254	Sim
0,2399	0,1199	0,0034	0,0048	0,0396	Sim	0,2694	0,1347	0,0043	0,0060	0,0442	Sim
0,2842	0,1421	0,0001	0,0002	0,0011	Sim	0,3276	0,1638	0,0001	0,0002	0,0012	Sim
0,2452	0,1226	0,0042	0,0058	0,0476	Sim	0,2761	0,1381	0,0052	0,0073	0,0530	Sim
0,2399	0,1199	0,0034	0,0048	0,0396	Sim	0,2694	0,1347	0,0043	0,0060	0,0442	Sim
0,2433	0,1216	0,0004	0,0005	0,0043	Sim	0,2763	0,1382	0,0005	0,0007	0,0047	Sim
0,2353	0,1176	0,0033	0,0046	0,0388	Sim	0,2622	0,1311	0,0041	0,0057	0,0437	Sim
0,2399	0,1199	0,0005	0,0008	0,0064	Sim	0,2694	0,1347	0,0007	0,0010	0,0072	Sim
0,2842	0,1421	0,0006	0,0008	0,0057	Sim	0,3276	0,1638	0,0007	0,0010	0,0062	Sim

Fonte: Autor (2023)

Todas as paredes da edificação resistiram aos esforços de cisalhamento, não sendo necessária a colocação de nenhuma armadura para absorver tais solicitações.

4.2.3 Verificação com a inclusão do efeito da torção

Para mensurarmos a influência da torção no dimensionamento da estrutura, iremos incluir os esforços cortantes por rotação e os momentos adicionais mostrados na **Tabela 74**, na **Tabela 75** e na **Tabela 76**. Essa inclusão é realizada diretamente nas fórmulas já abordadas

anteriormente. Utilizaremos como exemplo de cálculo a parede PY-01 no pavimento tipo (coberta) para todas as verificações aqui presentes.

Para a verificação da flexo-compressão, temos:

$$\text{Combinação 1: } \frac{\gamma_{fG} * \sigma_G + \gamma_{fQ} * \Psi_o * \sigma_Q}{R} + \frac{\gamma_{fQ} * \sigma_V}{1,5} \leq f_d$$

$$\text{Combinação 2: } \frac{\gamma_{fG} * \sigma_G + \gamma_{fQ} * \sigma_Q}{R} + \frac{\gamma_{fQ} * \Psi_o * \sigma_V}{1,5} \leq f_d$$

$$\sigma_V: \sigma_{desaprumo} + \sigma_{vento} + \sigma_{torção};$$

$$\sigma_{torção}: \frac{M_{torção}}{W}.$$

$$\begin{aligned} \text{Combinação 1: } & \frac{1,4 * 0,078 + 1,4 * 0,5 * 0,011}{0,9} \\ & + \frac{1,4 * (0,0008981 + 0,0028509 + \frac{1,274}{1,4919 * 1000})}{1,5} \leq f_d \end{aligned}$$

$$\text{Combinação 1: } 0,133994 \text{ MPa} \leq 0,56$$

$$\begin{aligned} \text{Combinação 2: } & \frac{1,4 * 0,078 + 1,4 * 0,011}{0,9} \\ & + \frac{1,4 * 0,6 * (0,0008981 + 0,0028509 + \frac{1,274}{1,4919 * 1000})}{1,5} \\ & \leq f_d \end{aligned}$$

$$\text{Combinação 2: } 0,140704 \text{ MPa} \leq 0,56$$

Repetindo o mesmo procedimento para o restante das paredes na direção Y, temos os resultados compilados na **Tabela 87**.

Tabela 87 - Influência da torção na verificação à flexo-compressão

COMBINAÇÃO ELU COM A INFLUÊNCIA DA TORÇÃO (FLEXO - COMPRESSÃO)									
Grupos de parede		Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
Grupo Horizontal	Grupo Vertical Correspondente	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)	Combinação 1 (MPa)	Combinação 2 (MPa)
GHX1	G-02	0,133	0,138	0,295	0,309	0,461	0,483	0,632	0,660
GHX2	G-05	0,107	0,105	0,249	0,250	0,397	0,398	0,550	0,549
GHX3	G-03	0,163	0,172	0,326	0,348	0,491	0,526	0,660	0,706
GHX4	G-04	0,138	0,141	0,282	0,289	0,434	0,441	0,593	0,598
GHX5	G-04	0,135	0,139	0,273	0,283	0,417	0,431	0,566	0,582
GHX6	G-03	0,180	0,182	0,371	0,375	0,574	0,576	0,789	0,783
GHX7	G-06	0,139	0,137	0,280	0,273	0,433	0,417	0,598	0,568
GHX8	G-01	0,147	0,148	0,291	0,295	0,445	0,447	0,608	0,604
GHX9	G-07	0,133	0,133	0,278	0,277	0,432	0,427	0,597	0,583
GHX10	G-08	0,455	0,474	0,632	0,659	0,817	0,849	1,010	1,044
GHX11	G-01	0,141	0,145	0,276	0,286	0,417	0,430	0,564	0,578
GHX12	G-09	0,028	0,021	0,183	0,179	0,347	0,342	0,520	0,511
GHX13	G-10	0,196	0,200	0,396	0,406	0,608	0,619	0,829	0,837
GHX14	G-11	0,314	0,324	0,457	0,475	0,607	0,629	0,762	0,787
GHX15	G-12	0,179	0,187	0,374	0,395	0,578	0,609	0,791	0,828
GHX16	G-11	0,326	0,332	0,490	0,494	0,666	0,665	0,854	0,843
GHY1	G-01	0,134	0,141	0,258	0,275	0,385	0,411	0,515	0,548
GHY2	G-11	0,307	0,320	0,440	0,465	0,575	0,610	0,713	0,758
GHY3	G-11	0,307	0,320	0,439	0,464	0,574	0,610	0,711	0,756
GHY4	G-08	0,444	0,467	0,603	0,642	0,765	0,818	0,929	0,996
GHY5	G-03	0,162	0,171	0,323	0,347	0,487	0,524	0,654	0,702
GHY6	G-07	0,115	0,122	0,231	0,249	0,348	0,376	0,465	0,504
GHY7	G-09	0,016	0,014	0,153	0,161	0,293	0,310	0,436	0,461
GHY8	G-12	0,164	0,178	0,333	0,371	0,504	0,565	0,675	0,759
GHY9	G-09	0,017	0,014	0,154	0,162	0,294	0,311	0,438	0,462
GHY10	G-02	0,130	0,136	0,286	0,304	0,446	0,474	0,609	0,646
GHY11	G-07	0,121	0,126	0,246	0,258	0,374	0,392	0,507	0,529
GHY12	G-04	0,128	0,135	0,256	0,273	0,386	0,412	0,519	0,554
GHY13	G-10	0,178	0,189	0,348	0,377	0,519	0,566	0,691	0,755
GHY14	G-06	0,123	0,127	0,239	0,248	0,358	0,372	0,482	0,498
GHY15	G-07	0,119	0,125	0,241	0,255	0,365	0,387	0,492	0,520
GHY16	G-10	0,180	0,191	0,354	0,381	0,531	0,573	0,709	0,765
GHY17	G-05	0,100	0,101	0,231	0,239	0,364	0,378	0,499	0,519

Fonte: Autor (2023)

Considerando uma comparação entre os resultados obtidos anteriormente, temos os aumentos percentuais representados na **Tabela 88**.

Tabela 88 - Aumento percentual devido à torção na flexo-compressão

Aumento percentual devido à torção na verificação à flexo-compressão								
Grupo Horizontal	Tipo (Coberta)		Tipo 3		Tipo 2		Tipo 1	
GHY1	0,60%	0,34%	0,78%	0,44%	0,93%	0,52%	1,07%	0,60%
GHY2	0,22%	0,12%	0,38%	0,22%	0,52%	0,29%	0,64%	0,36%
GHY3	0,03%	0,02%	0,05%	0,03%	0,08%	0,04%	0,09%	0,05%
GHY4	0,03%	0,02%	0,06%	0,04%	0,09%	0,05%	0,11%	0,06%
GHY5	0,02%	0,01%	0,03%	0,02%	0,03%	0,02%	0,04%	0,02%
GHY6	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,02%	0,01%
GHY7	1,42%	0,97%	0,37%	0,21%	0,35%	0,20%	0,36%	0,20%
GHY8	0,04%	0,02%	0,05%	0,03%	0,06%	0,03%	0,07%	0,04%
GHY9	3,47%	2,37%	0,91%	0,52%	0,85%	0,48%	0,87%	0,50%
GHY10	0,76%	0,44%	0,87%	0,49%	1,00%	0,56%	1,12%	0,63%
GHY11	0,47%	0,27%	0,59%	0,33%	0,69%	0,39%	0,78%	0,45%
GHY12	0,55%	0,31%	0,69%	0,39%	0,82%	0,46%	0,94%	0,53%
GHY13	0,03%	0,02%	0,04%	0,02%	0,05%	0,03%	0,06%	0,03%
GHY14	1,87%	1,08%	2,44%	1,39%	2,92%	1,66%	3,33%	1,91%
GHY15	1,35%	0,77%	1,67%	0,94%	1,98%	1,11%	2,25%	1,27%
GHY16	0,33%	0,19%	0,42%	0,23%	0,50%	0,28%	0,57%	0,32%
GHY17	1,43%	0,85%	1,56%	0,90%	1,77%	1,02%	1,98%	1,14%

Fonte: Autor (2023)

Partindo para a verificação da flexo-tração, temos:

$$\text{Combinação: } \gamma_{fQ} * \sigma_V - \gamma_{fG} * \sigma_G \leq f_{td}$$

$$\sigma_V: \sigma_{desaprumo} + \sigma_{vento} + \sigma_{torção};$$

$$\sigma_{torção}: \frac{M_{torção}}{W}.$$

$$1,4 * (0,0008981 + 0,002851 + \frac{1,274}{1,4919 * 1000}) - 0,9 * 0,078 \leq f_{td}$$

$$-0,063719 \text{ MPa} \leq 0,1$$

Repetindo o mesmo procedimento para o restante das paredes na direção Y, temos os resultados compilados na **Tabela 89**.

Tabela 89 - Influência da torção na verificação à flexo-tração

COMBINAÇÃO ELU COM A INFLUÊNCIA DA TORÇÃO (FLEXO-TRAÇÃO)					
Grupos de parede		Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
Grupo Horizontal	Grupo Vertical Correspondente	Combinação (MPa)	Combinação (MPa)	Combinação (MPa)	Combinação (MPa)
GHX1	G-02	-0,05343	-0,10706	-0,15301	-0,19200
GHX2	G-05	-0,03787	-0,07774	-0,10845	-0,13089
GHX3	G-03	-0,07665	-0,14334	-0,20557	-0,26379
GHX4	G-04	-0,04456	-0,07116	-0,08546	-0,08864
GHX5	G-04	-0,05008	-0,08551	-0,11171	-0,12958
GHX6	G-03	-0,05047	-0,07523	-0,08092	-0,06938
GHX7	G-06	-0,02840	-0,02654	-0,00530	0,03345
GHX8	G-01	-0,04474	-0,06465	-0,07036	-0,06325
GHX9	G-07	-0,03310	-0,04634	-0,04361	-0,20746
GHX10	G-08	-0,21741	-0,25891	-0,28774	-0,30514
GHX11	G-01	-0,05352	-0,08747	-0,11213	-0,12839
GHX12	G-09	0,01847	-0,00816	-0,02088	-0,02105
GHX13	G-10	-0,06505	-0,10403	-0,12634	-0,13361
GHX14	G-11	-0,15027	-0,18809	-0,21669	-0,23695
GHX15	G-12	-0,05974	-0,10172	-0,12945	-0,14428
GHX16	G-11	-0,13155	-0,13942	-0,12760	-0,09802
GHY1	G-01	-0,06372	-0,11386	-0,16021	-0,20305
GHY2	G-11	-0,16028	-0,21395	-0,26376	-0,31000
GHY3	G-11	-0,16079	-0,21519	-0,26592	-0,31322
GHY4	G-08	-0,23409	-0,30205	-0,36634	-0,42722
GHY5	G-03	-0,07804	-0,14663	-0,21117	-0,27194
GHY6	G-07	-0,05981	-0,11573	-0,17050	-0,22418
GHY7	G-09	0,00132	-0,05242	-0,10143	-0,14604
GHY8	G-12	-0,08298	-0,16211	-0,23987	-0,31636
GHY9	G-09	0,00166	-0,05160	-0,09999	-0,14387
GHY10	G-02	-0,05833	-0,11959	-0,17561	-0,22677
GHY11	G-07	-0,05162	-0,09413	-0,13056	-0,16135
GHY12	G-04	-0,05969	-0,11032	-0,15685	-0,19958
GHY13	G-10	-0,09299	-0,17662	-0,25909	-0,34048
GHY14	G-06	-0,05530	-0,09616	-0,13220	-0,16377
GHY15	G-07	-0,05433	-0,10153	-0,14455	-0,18374
GHY16	G-10	-0,08944	-0,16732	-0,24198	-0,31366
GHY17	G-05	-0,04811	-0,10438	-0,15717	-0,20678

Fonte: Autor (2023)

Considerando uma comparação entre os resultados obtidos anteriormente, temos os aumentos percentuais representados na **Tabela 90**.

Tabela 90 - Aumento percentual devido à torção na flexo-tração

Aumento percentual devido à torção na verificação à flexo-tração				
Grupo Horizontal	Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
GHY1	2%	3%	3%	4%
GHY2	1%	1%	2%	2%
GHY3	0%	0%	0%	0%
GHY4	0%	0%	0%	0%
GHY5	0%	0%	0%	0%
GHY6	0%	0%	0%	0%
GHY7	35%	2%	1%	2%
GHY8	0%	1%	1%	1%
GHY9	100%	4%	4%	4%
GHY10	2%	3%	4%	4%
GHY11	2%	2%	3%	4%
GHY12	2%	2%	3%	3%
GHY13	0%	0%	0%	0%
GHY14	0%	0%	0%	0%
GHY15	4%	6%	7%	8%
GHY16	1%	1%	2%	2%
GHY17	4%	5%	6%	7%

Fonte: Autor (2023)

Por último, realiza-se a verificação ao cisalhamento. Nessa etapa, é adicionado o esforço cortante por rotação no cálculo da tensão de cisalhamento:

$$\tau_k = \frac{F_{horizontal}}{A}$$

$F_{horizontal}$: soma das forças de desaprumo, vento e cortante por rotação.

Para a PY-01, temos:

$$\tau_k = \frac{(2,15 + 0,49) * 0,001}{1,059}$$

$$\tau_k = 0,0024938 \text{ MPa}$$

O restante do cálculo é realizado como demonstrado anteriormente. Assim, obtém-se os resultados presentes na **Tabela 91** e na **Tabela 92**.

Tabela 91 - Verificação ao cisalhamento com a inclusão da torção

Parede	VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO COM A INCLUSÃO DA TORÇÃO											
	Tipo (Coberta)						Tipo 3					
	fvk	fvd	tk (MPa)	td (MPa)	td/fvd	td/fvd < 1	fvk	fvd	tk (MPa)	td (MPa)	td/fvd	td/fvd < 1
PX01	0,1923	0,0962	0,0002	0,0003	0,0032	Sim	0,2320	0,1160	0,0003	0,0005	0,0042	Sim
PX02	0,1836	0,0918	0,0004	0,0006	0,0062	Sim	0,2215	0,1107	0,0006	0,0009	0,0082	Sim
PX03	0,1833	0,0917	0,0011	0,0015	0,0163	Sim	0,2143	0,1071	0,0017	0,0024	0,0224	Sim
PX04	0,1771	0,0886	0,0007	0,0010	0,0116	Sim	0,2102	0,1051	0,0012	0,0016	0,0157	Sim
PX05	0,1833	0,0917	0,0007	0,0010	0,0113	Sim	0,2143	0,1071	0,0012	0,0017	0,0154	Sim
PX06	0,1851	0,0925	0,0018	0,0025	0,0267	Sim	0,2154	0,1077	0,0028	0,0040	0,0368	Sim
PX07	0,1923	0,0962	0,0058	0,0081	0,0844	Sim	0,2320	0,1160	0,0093	0,0130	0,1121	Sim
PX08	0,1808	0,0904	0,0107	0,0149	0,1653	Sim	0,2104	0,1052	0,0171	0,0239	0,2275	Sim
PX09	0,1816	0,0908	0,0044	0,0061	0,0674	Sim	0,2084	0,1042	0,0070	0,0098	0,0940	Sim
PX10	0,2700	0,1350	0,0009	0,0013	0,0095	Sim	0,3090	0,1545	0,0015	0,0021	0,0134	Sim
PX11	0,1808	0,0904	0,0107	0,0149	0,1653	Sim	0,2104	0,1052	0,0171	0,0239	0,2275	Sim
PX12	0,1532	0,0766	0,0083	0,0116	0,1515	Sim	0,1865	0,0932	0,0133	0,0186	0,1994	Sim
PX13	0,1851	0,0925	0,0008	0,0011	0,0116	Sim	0,2154	0,1077	0,0012	0,0017	0,0159	Sim
PX14	0,2700	0,1350	0,0009	0,0013	0,0095	Sim	0,3090	0,1545	0,0015	0,0021	0,0134	Sim
PX15	0,1974	0,0987	0,0068	0,0095	0,0958	Sim	0,2408	0,1204	0,0108	0,0151	0,1257	Sim
PX16	0,2334	0,1167	0,0007	0,0010	0,0088	Sim	0,2655	0,1328	0,0012	0,0017	0,0124	Sim
PX17	0,2700	0,1350	0,0009	0,0013	0,0095	Sim	0,3090	0,1545	0,0015	0,0021	0,0134	Sim
PX18	0,1926	0,0963	0,0072	0,0100	0,1040	Sim	0,2341	0,1170	0,0115	0,0160	0,1371	Sim
PX19	0,2334	0,1167	0,0146	0,0205	0,1757	Sim	0,2655	0,1328	0,0235	0,0328	0,2473	Sim
PY01	0,1851	0,0925	0,0025	0,0035	0,0377	Sim	0,2154	0,1077	0,0041	0,0057	0,0527	Sim
PY02	0,2334	0,1167	0,0024	0,0033	0,0285	Sim	0,2655	0,1328	0,0039	0,0054	0,0409	Sim
PY03	0,2334	0,1167	0,0022	0,0030	0,0260	Sim	0,2655	0,1328	0,0036	0,0050	0,0376	Sim
PY04	0,2700	0,1350	0,0022	0,0031	0,0229	Sim	0,3090	0,1545	0,0036	0,0051	0,0329	Sim
PY05	0,1923	0,0962	0,0018	0,0025	0,0263	Sim	0,2320	0,1160	0,0030	0,0042	0,0360	Sim
PY06	0,1808	0,0904	0,0001	0,0001	0,0009	Sim	0,2104	0,1052	0,0001	0,0001	0,0013	Sim
PY07	0,1532	0,0766	0,0007	0,0010	0,0131	Sim	0,1865	0,0932	0,0012	0,0016	0,0177	Sim
PY08	0,1926	0,0963	0,0001	0,0001	0,0007	Sim	0,2341	0,1170	0,0001	0,0001	0,0010	Sim
PY09	0,1836	0,0918	0,0016	0,0022	0,0241	Sim	0,2215	0,1107	0,0026	0,0036	0,0326	Sim
PY10	0,1532	0,0766	0,0009	0,0013	0,0165	Sim	0,1865	0,0932	0,0015	0,0021	0,0221	Sim
PY11	0,1808	0,0904	0,0016	0,0022	0,0246	Sim	0,2104	0,1052	0,0026	0,0037	0,0348	Sim
PY12	0,1974	0,0987	0,0001	0,0001	0,0007	Sim	0,2408	0,1204	0,0001	0,0001	0,0010	Sim
PY13	0,1833	0,0917	0,0022	0,0030	0,0331	Sim	0,2143	0,1071	0,0035	0,0049	0,0462	Sim
PY14	0,1808	0,0904	0,0015	0,0022	0,0239	Sim	0,2104	0,1052	0,0025	0,0036	0,0338	Sim
PY15	0,1771	0,0886	0,0003	0,0004	0,0040	Sim	0,2102	0,1051	0,0004	0,0006	0,0053	Sim
PY16	0,1816	0,0908	0,0021	0,0029	0,0320	Sim	0,2084	0,1042	0,0033	0,0047	0,0447	Sim
PY17	0,1808	0,0904	0,0004	0,0005	0,0055	Sim	0,2104	0,1052	0,0006	0,0008	0,0076	Sim
PY18	0,1974	0,0987	0,0003	0,0004	0,0043	Sim	0,2408	0,1204	0,0005	0,0007	0,0058	Sim

Fonte: Autor (2023)

Tabela 92 - Verificação ao cisalhamento com a inclusão da torção (Continuação)

VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO COM A INCLUSÃO DA TORÇÃO											
Tipo 2						Tipo 1					
fvk	fvd	tk (MPa)	td (MPa)	td/fvd	td/fvd < 1	fvk	fvd	tk (MPa)	td (MPa)	td/fvd	td/fvd < 1
0,272	0,1339	0,0005	0,0007	0,0048	Sim	0,3115	0,1557	0,0006	0,0008	0,0052	Sim
0,259	0,1297	0,0009	0,0012	0,0095	Sim	0,2972	0,1486	0,0011	0,0015	0,0102	Sim
0,245	0,1226	0,0023	0,0032	0,0263	Sim	0,2761	0,1381	0,0028	0,0040	0,0289	Sim
0,243	0,1216	0,0016	0,0022	0,0183	Sim	0,2763	0,1382	0,0020	0,0027	0,0199	Sim
0,245	0,1226	0,0016	0,0022	0,0182	Sim	0,2761	0,1381	0,0020	0,0027	0,0199	Sim
0,246	0,1228	0,0038	0,0053	0,0435	Sim	0,2760	0,1380	0,0047	0,0066	0,0477	Sim
0,272	0,1339	0,0125	0,0175	0,1290	Sim	0,3115	0,1557	0,0154	0,0216	0,1389	Sim
0,240	0,1199	0,0231	0,0323	0,2691	Sim	0,2694	0,1347	0,0284	0,0398	0,2956	Sim
0,235	0,1176	0,0094	0,0132	0,1123	Sim	0,2622	0,1311	0,0116	0,0163	0,1243	Sim
0,348	0,1739	0,0020	0,0028	0,0160	Sim	0,3868	0,1934	0,0025	0,0034	0,0178	Sim
0,240	0,1199	0,0231	0,0323	0,2691	Sim	0,2694	0,1347	0,0284	0,0398	0,2956	Sim
0,220	0,1099	0,0179	0,0251	0,2282	Sim	0,2530	0,1265	0,0221	0,0309	0,2445	Sim
0,246	0,1228	0,0017	0,0023	0,0188	Sim	0,2760	0,1380	0,0020	0,0029	0,0207	Sim
0,348	0,1739	0,0020	0,0028	0,0160	Sim	0,3868	0,1934	0,0025	0,0034	0,0178	Sim
0,284	0,1421	0,0146	0,0204	0,1437	Sim	0,3276	0,1638	0,0180	0,0252	0,1538	Sim
0,298	0,1488	0,0016	0,0022	0,0150	Sim	0,3298	0,1649	0,0020	0,0027	0,0167	Sim
0,348	0,1739	0,0020	0,0028	0,0160	Sim	0,3868	0,1934	0,0025	0,0034	0,0178	Sim
0,276	0,1378	0,0155	0,0216	0,1571	Sim	0,3170	0,1585	0,0191	0,0267	0,1684	Sim
0,298	0,1488	0,0316	0,0443	0,2975	Sim	0,3298	0,1649	0,0390	0,0546	0,3312	Sim
0,246	0,1228	0,0055	0,0077	0,0629	Sim	0,2760	0,1380	0,0069	0,0096	0,0697	Sim
0,298	0,1488	0,0053	0,0074	0,0497	Sim	0,3298	0,1649	0,0066	0,0092	0,0560	Sim
0,298	0,1488	0,0049	0,0069	0,0461	Sim	0,3298	0,1649	0,0061	0,0086	0,0521	Sim
0,348	0,1739	0,0050	0,0070	0,0400	Sim	0,3868	0,1934	0,0062	0,0087	0,0451	Sim
0,272	0,1339	0,0041	0,0057	0,0422	Sim	0,3115	0,1557	0,0051	0,0072	0,0461	Sim
0,240	0,1199	0,0001	0,0002	0,0015	Sim	0,2694	0,1347	0,0002	0,0002	0,0017	Sim
0,220	0,1099	0,0016	0,0023	0,0205	Sim	0,2530	0,1265	0,0020	0,0028	0,0223	Sim
0,276	0,1378	0,0001	0,0002	0,0012	Sim	0,3170	0,1585	0,0001	0,0002	0,0013	Sim
0,259	0,1297	0,0035	0,0049	0,0379	Sim	0,2972	0,1486	0,0044	0,0061	0,0412	Sim
0,220	0,1099	0,0020	0,0028	0,0257	Sim	0,2530	0,1265	0,0025	0,0035	0,0279	Sim
0,240	0,1199	0,0036	0,0050	0,0418	Sim	0,2694	0,1347	0,0045	0,0063	0,0465	Sim
0,284	0,1421	0,0001	0,0002	0,0011	Sim	0,3276	0,1638	0,0001	0,0002	0,0012	Sim
0,245	0,1226	0,0048	0,0068	0,0551	Sim	0,2761	0,1381	0,0060	0,0084	0,0610	Sim
0,240	0,1199	0,0035	0,0049	0,0407	Sim	0,2694	0,1347	0,0044	0,0061	0,0453	Sim
0,243	0,1216	0,0005	0,0008	0,0062	Sim	0,2763	0,1382	0,0007	0,0009	0,0068	Sim
0,235	0,1176	0,0045	0,0063	0,0537	Sim	0,2622	0,1311	0,0056	0,0078	0,0598	Sim
0,240	0,1199	0,0008	0,0011	0,0091	Sim	0,2694	0,1347	0,0010	0,0013	0,0100	Sim
0,284	0,1421	0,0007	0,0009	0,0067	Sim	0,3276	0,1638	0,0008	0,0012	0,0072	Sim

Fonte: Autor (2023)

Considerando uma comparação entre os resultados obtidos anteriormente, temos os aumentos percentuais representados na **Tabela 93**.

Tabela 93 - Aumento percentual devido à torção no cisalhamento

Aumento percentual devido à torção na verificação ao cisalhamento				
Parede	Tipo (Coberta)	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1
	td/fvd	td/fvd	td/fvd	td/fvd
PY01	23%	21%	20%	19%
PY02	18%	17%	16%	15%
PY03	2%	2%	2%	2%
PY04	4%	4%	3%	3%
PY05	1%	1%	1%	1%
PY06	1%	1%	1%	1%
PY07	5%	4%	4%	4%
PY08	5%	5%	5%	4%
PY09	20%	18%	17%	17%
PY10	11%	10%	10%	10%
PY11	6%	6%	5%	5%
PY12	5%	5%	4%	4%
PY13	18%	16%	16%	15%
PY14	3%	3%	3%	3%
PY15	53%	48%	46%	44%
PY16	44%	40%	38%	37%
PY17	47%	43%	41%	40%
PY18	19%	18%	17%	16%

Fonte: Autor (2023)

5 CONCLUSÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A partir da análise minuciosa dos resultados obtidos, é possível compreender o impacto que a assimetria em uma das direções na planta gerou no dimensionamento final da estrutura. Para a verificação à flexo-compressão, os momentos adicionais gerados pelo giro do edifício foram responsáveis por aumentos insignificantes nas combinações já calculadas sem a consideração desse efeito, resultando em aumento percentual máximo de 3,33% em um dos grupos no pavimento térreo.

Já na flexo-tração, observou-se um cenário bastante intrigante. Ao passo de que a maioria dos momentos adicionais não influenciaram de forma significativa as solicitações na estrutura, dois grupos horizontais (GHY7 e GHY9) presenciaram um aumento de 35% e 100%, respectivamente, em suas combinações. No entanto, esse caso é facilmente explicado. Esses grupos horizontais correspondem ao grupo vertical G-09, sendo esse o único de toda a edificação que não sofre influência de cargas de paredes da cobertura. Portanto, a parcela negativa da combinação devido à compressão é nula, restando uma pequena parcela positiva devido à tração que, ao sofrer o efeito da torção, é dobrada. Isso é facilmente entendido quando se nota a diminuição dessas porcentagens para 2% e 4%, respectivamente, ao analisarmos o pavimento tipo 3 (grupo de paredes começa a receber carga de compressão). Apesar do resultado parecer significativo em termos de aumento percentual, em valores absolutos, é irrisório. Ou seja, para os efeitos de tração, mesmo em casos extremos como esse, o aumento devido à torção não é capaz de ultrapassar a resistência de cálculo.

Em seguida, na verificação ao cisalhamento, notamos um cenário semelhante. Enquanto a maioria das paredes não apresentou aumentos percentuais relevantes, obtivemos casos com até 53% de aumento com a contribuição dos esforços cortantes por rotação. No entanto, isso ocorre em grupos de paredes que possuem uma rigidez relativa muito baixa (menos de 1%), de forma a absorver poucos esforços horizontais devido ao vento e desaprumo. Assim, qualquer aumento de força representará, percentualmente, um valor alto. Novamente, em valores absolutos, comparando com o limite de verificação ao cisalhamento, os efeitos gerados pela torção são insignificantes. Esse resultado era esperado tendo em vista que o cisalhamento é a solicitação que possui menos importância em edifícios de alvenaria estrutural.

Em síntese, a torção não representou papel fundamental para a análise dos esforços e para influenciar no dimensionamento estrutural. Dessa forma, as resistências características

dos blocos e o grauteamento adotado permaneceram inalterados em todos os pavimentos, bem como a dispensabilidade de armaduras (**Tabela 94**). Logo, para edifícios de alvenaria estrutural de pequeno porte (cenário ideal para garantir a economia e a racionalidade que o sistema proporciona) com assimetria em uma das direções de cálculo, é plausível assumir desprezível a influência dos efeitos da torção no dimensionamento final.

Tabela 94 - Resumo das resistências características do edifício

Pavimento	MPa, em relação a área bruta			
	fbk	fa	fgk	fpk
Reservatório	4,0	6,0	15,0	2,0
Barrilete	4,0	6,0	15,0	2,0
Coberta	4,0	6,0	15,0	2,0
Tipo (Coberta)	4,0	6,0	15,0	2,0
Tipo 3	4,0	6,0	15,0	2,0
Tipo 2	6,0	6,0	15,0	3,0
Tipo 1	6,0	6,0	15,0	3,0
fbk: resistência característica à compressão do bloco				
fa: resistência média à compressão da argamassa				
fgk: resistência característica à compressão do graute				
fpk: resistência característica à compressão do prisma oco				

Fonte: Autor (2023)

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se:

- a) O dimensionamento da edificação prevendo o dano acidental e o colapso progressivo;
- b) A análise do efeito da torção em edifícios de alvenaria estrutural de médio e grande porte, tendo em vista que já foi possível notar um aumento da sua relevância conforme o número de pavimentos aumenta;
- c) O dimensionamento da estrutura para o caso de plantas duplamente assimétricas, situação que ocorre geralmente quando a caixa de escada está deslocada em relação ao centro da planta;
- d) O dimensionamento do edifício com a consideração dos lintéis e do efeito arco (aporticar a estrutura);

e) A realização de mais exemplos semelhantes de cálculo para consolidar a hipótese final.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 15270: Componentes cerâmicos – Blocos e tijolos para alvenaria.** Rio de Janeiro, 2017.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 15961: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto.** Rio de Janeiro, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 16868: Alvenaria estrutural.** Rio de Janeiro, 2020.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 7480: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado.** Rio de Janeiro, 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 15873: Coordenação modular para edificações.** Rio de Janeiro, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria.** Rio de Janeiro, 2016.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2004

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples**. Rio de Janeiro, 1985.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 14322: Paredes de alvenaria estrutural – Verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão**. Rio de Janeiro, 1999.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Alvenaria estrutural**. Bauru, São Paulo, 2021. 125 p.

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em edifícios** 2ª ed. Porto Alegre, UFRGS, 1989. 78 p.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, São Paulo, 2006. 48 p.

DUARTE, Ronaldo Bastos. **Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural**. 1ª ed. Porto Alegre, 1999. 79 p.

HENDRY, A. W.; DAVIES, S. R.; SINHA, B. P. **Design of masonry structures**. London: E. & F.N. Spon, 2004.

HENRIQUES, Antônio Abel Ribeiro. **Segurança estrutural**. 1998. 88 p. Texto de apoio do curso de mestrado em estruturas de engenharia civil, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Portugal, 1998.

MOHAMAD, G. **Construções em Alvenaria Estrutural**. [s.l.] Editora Blucher, 2021.

PARSEKIAN, Guilherme A., HAMID, Ahmad A., DRYSDALE, Robert G.. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 625 p.

RAMALHO, Márcio A., CORRÊA, Márcio R, S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 1ª ed. São Paulo, PINI, 2003. 169 p.

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

SÁNCHEZ, Emil (Organizador). **Nova normalização brasileira para alvenaria estrutural.** 1ª ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2013. 420 p.

STEINMETZ, Ismael. **Alvenaria estrutural: dimensionamento de um edifício de quatro pavimentos utilizando blocos vazados de concreto.** 152 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.