



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

FRANCISCO ROBERTO SANTIAGO TEIXEIRA FILHO

**PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL: RESOLUÇÃO DE UM
EXEMPLO PRÁTICO**

FORTALEZA

2022

FRANCISCO ROBERTO SANTIAGO TEIXEIRA FILHO

PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL: RESOLUÇÃO DE UM EXEMPLO
PRÁTICO

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Graduação de
Engenharia Civil da Universidade Federal
do Ceará, como requisito parcial à
obtenção do título de Engenheiro civil.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Araújo
Bertini.

Fortaleza

2022

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

T266p Teixeira Filho, Francisco Roberto Santiago.

Projeto em alvenaria estrutural : resolução de um exemplo prático / Francisco Roberto Santiago
Teixeira Filho. – 2022.

136 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2022.

Orientação: Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini.

1. Alvenaria estrutural. 2. Projeto. 3. Racionalização. I. Título.

CDD 620

FRANCISCO ROBERTO SANTIAGO TEIXEIRA FILHO

PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL: RESOLUÇÃO DE UM EXEMPLO
PRÁTICO

Trabalho de conclusão de curso apresentada ao Curso de Graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro civil.

Aprovada em: 13/12/2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Otávio de Rangel Oliveira e Cavalcante
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof.^a. Ma. Mariana de Araújo Leite
Centro Universitário Christus

Aos meus pais, Gisele Maria Santiago
Teixeira e Francisco Roberto Santiago
Teixeira.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini, pela excelente orientação.

Aos professores participantes da banca examinadora Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e Prof.^a. Ma. Mariana de Araújo Leite pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

À minha mãe, Gisele Maria Santiago Teixeira, pelos conselhos e suporte fornecido durante minha trajetória.

Ao meu pai, Francisco Roberto Santiago Teixeira, por todo o apoio e conselhos que abriram minha mente e me ajudaram a seguir caminhando.

Aos meus familiares, com destaque para meus primos, que estiveram ao meu lado mesmo nos tempos mais dificeis.

RESUMO

Diante da necessidade de projetos com um maior nível de racionalização e produtividade, surge a possibilidade de construir edificações no sistema construtivo em alvenaria estrutural. Este trabalho tem como objetivo oferecer ao leitor subsídio para o entendimento do projeto e execução de obras em alvenaria estrutural. Desse modo, são estimadas as cargas verticais e horizontais, solicitando a estrutura e por meio de uma análise de flexo compressão composta, pode-se verificar a estrutura e verificar a necessidade de utilização de aço e grauteamento na mesma. Foi estudado o caso de uma edificação simples de 4 pavimentos localizada na cidade de São Paulo e, com base no processo de dimensionamento, foram verificadas situações de carga onde a utilização do aço e do grauteamento são necessárias. Também, são verificadas as armaduras das vergas e os reforços estruturais no caso de cargas concentradas, como vigas de escada. Com todo esse processo analítico é discutido que a utilização de softwares de dimensionamento é essencial para o projeto ao nível do mercado competitivo hoje, porém, este trabalho supre muito do raciocínio do projeto de uma edificação em alvenaria estrutural, apesar de existirem situações que fogem do escopo deste trabalho

Palavras-chave: alvenaria estrutural; racionalização; projeto

ABSTRACT

Faced with the need for projects with a higher level of rationalization and productivity, the possibility of building buildings in the structural masonry construction system arises. This work aims to offer the reader subsidy for understanding the design and execution of works in structural masonry. In this way, the vertical and horizontal loads are estimated, requesting the structure and through a composite flexion compression analysis, the structure can be verified and the need to use steel and grouting can be verified. The case of a simple building with 4 floors located in the city of São Paulo was studied and, based on the dimensioning process, load situations were verified where the use of steel and grouting are necessary. Also, the reinforcement of the lintels and structural reinforcements are checked in the case of concentrated loads, such as stair beams. With all this analytical process it is argued that the use of dimensioning software is essential for the project at the level of the competitive market today, however, this work supplies much of the reasoning of the project of a building in structural masonry, although there are situations that flee from the scope of this work.

Keywords: structural mansory; rationalization, project.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Contextualização.....	12
1.2	Problemática da pesquisa.....	12
1.3	Justificativa.....	13
1.4	Objetivos.....	13
1.4.1	<i>Objetivos gerais.....</i>	13
1.4.2	<i>Objetivos específicos</i>	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	Materiais e componentes	14
2.1.1	<i>Blocos cerâmicos</i>	14
2.1.2	<i>Blocos de concreto.....</i>	16
2.1.3	<i>Grautes para alvenaria estrutural.....</i>	21
2.1.4	<i>Argamassas de assentamento para alvenaria estrutural.....</i>	22
2.1.5	<i>Desempenho de edificações de alvenaria estrutural.....</i>	23
2.2	Alvenaria estrutural frente à concepção estrutural.....	24
2.2.1	<i>Modulação da 1^a e 2^a Fiada.....</i>	25
2.2.2	<i>Elevação das paredes.....</i>	26
2.3	Parâmetros de projeto.....	26
2.3.1	<i>Esbelta.....</i>	26
2.3.2	<i>Coeficientes de ponderação de resistências.....</i>	29
2.3.3	<i>Compressão simples.....</i>	30
2.3.4	<i>Compressão na flexão.....</i>	30
2.3.5	<i>Tração na flexão.....</i>	31
2.3.6	<i>Cisalhamento na alvenaria.....</i>	31
2.3.7	<i>Resistência à compressão simples.....</i>	32
2.3.8	<i>Forças concentradas.....</i>	33
2.3.9	<i>Desaprumo.....</i>	34
2.3.10	<i>Solicitação devido ao vento.....</i>	35
2.3.11	<i>Estados-limites últimos (ELU)</i>	37
2.3.12	<i>Estados-limites de serviço (ELS)</i>	38
2.3.13	<i>Combinação de ações.....</i>	38

2.3.15	<i>Estabilidade global</i>	39
2.6	Disposições construtivas e detalhamentos	39
2.6.1	<i>Cobrimentos mínimos</i>	40
2.6.2	<i>Armaduras mínimas</i>	41
2.6.3	<i>Armaduras máximas</i>	41
2.6.4	<i>Diâmetro máximo</i>	41
2.6.5	<i>Espaço entre as barras</i>	41
2.7	Fundações	41
2.8	Controle tecnológico da alvenaria estrutural	43
2.8.1	<i>Blocos ou tijolos</i>	45
2.8.2	<i>Argamassa ou grusute</i>	46
2.8.1	<i>Prisma</i>	47
3	METODOLOGIA	50
4	RESULTADOS	52
4.1	Resolução de um exemplo prático	52
4.1.1	<i>Distribuição do carregamento nas lajes maciças</i>	55
4.1.2	<i>Determinação das cargas verticais</i>	56
4.1.3	<i>Força horizontal devido ao desaprumo</i>	62
4.1.4	<i>Força horizontal devido ao vento</i>	65
4.1.5	<i>Dimensionamento por flexão composta</i>	75
4.1.6	<i>Dimensionamento dos pontos de graute verticais</i>	77
4.1.7	<i>Armadura vertical de tração</i>	81
4.1.8	<i>Verificação da resistência ao cisalhamento</i>	80
4.1.9	<i>Dimensionamento de vigas, vergas e cargas concentradas</i>	85
4.1.10	<i>Resumo estrutural</i>	93
4.1.11	<i>Verificação da estabilidade global</i>	93
4.1.12	<i>Verificação dos deslocamentos para o ELS</i>	99
5	CONCLUSÃO	105
	REFERÊNCIAS	106
	APÊNDICE A – ELEVAÇÕES DAS PAREDES	107
	APÊNDICE B – TABELAS DE CARGAS PERMANENTES, CARGAS ACIDENTAIS, CARGAS TOTAIS E DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DAS PAREDES ISOLADAS (MPI)	110

APÊNDICE C – TABELAS DE CARGAS PERMANENTES, CARGAS ACIDENTAIS, CARGAS TOTAIS E DIMENSIONAMENTO PARA O MÉTODO DE GRUPO DE PAREDES.....	112
APÊNDICE D – TABELAS DE TENSÕES NORMAIS POR FLEXÃO SIMPLES GERADA PARA CADA SUBESTRUTURA POR CADA CASO DE VENTO.....	114
APÊNDICE E – TABELAS DE TENSÕES NORMAIS POR FLEXÃO SIMPLES GERADA PARA CADA SUBESTRUTURA POR CADA CASO DE DESAPRUMO.....	115
APÊNDICE F – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS PARA CADA DIREÇÃO DO VENTO.....	116
APÊNDICE G – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DO COMPRIMENTO GRAUTEADO PARA AS SUBESTRUTURAS PARA CADA CASO DE VENTO.....	117
APÊNDICE H – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DO AÇO NA REGIÃO TRACIONADA PARA AS SUBESTRUTURAS PARA CADA CASO DE VENTO.....	119
APÊNDICE I – DESENHOS E ESPECIFICAÇÕES DO RESUMO ESTRUTURAL E DETALHAMENTO.....	121
ANEXO A – TABELAS DE ESPECIFICAÇÃO QUANTO À RESISTÊNCIA MÍNIMA, ABSORÇÃO D'ÁGUA E GEOMETRIA PARA CADA TIPO DE BLOCO CERÂMICO	131
ANEXO B – DIMENSÕES NOMINAIS USUAIS PARA BLOCOS CERÂMICOS DE VEDAÇÃO, BLOCOS CERÂMICOS ESTRUTURAIS E TIJOLOS	135

1 INTRODUÇÃO

1.1. Contextualização

Segundo ABECE (1998), a padronização dos materiais é, sem dúvida, pré-requisito importantíssimo para a otimização dos processos construtivos. No contexto internacional, ela é condição básica para o alcance de menores custos, alta produtividade e melhor desempenho. Além disso, é através dela que atingiremos alto grau de industrialização nas obras, transformando-as, como ocorre em outros setores da economia, em uma linha de montagem, obtendo-se a partir daí ganho de escala, melhor produtividade da mão-de-obra e mais competitividade.

Especificamente nas estruturas em alvenaria estrutural, a padronização de elementos traz benefícios intrínsecos que propiciam grandes ganhos, não só na execução da estrutura, mas também para o contexto global da obra. Isso ocorre porque com a estrutura padronizada, todos os outros elementos que serão construídos sobre ela seguem automaticamente o padrão pré-estabelecido no projeto estrutural.

Diante disso, torna-se vital o profissional da construção civil conhecer sobre as vantagens e desvantagens dos sistemas estruturais mais utilizados no momento. Sabe-se que, historicamente, construções em outros sistemas estruturais são mais comumente encontradas no Brasil como um todo, porém, segundo Silva Junior (2018), observa-se que houve uma redução em cerca de 27% do custo com materiais gasto na obra no método da alvenaria estrutural, deixando assim uma grande lacuna de estudo que é a comparação entre o sistema construtivo da alvenaria estrutural e o sistema do concreto armado não só quanto a custos, mas, também, quanto ao desempenho térmico, acústico e de resistência ao fogo da edificação.

1.2. Problemática da pesquisa

Durante a concepção estrutural de edificações econômicas, é vital a escolha do modelo estrutural, assim como dos materiais a serem utilizados, visando um melhor desempenho da estrutura, fato que gera dúvidas em diversos engenheiros. A escolha envolve vantagens e desvantagens que devem ser corretamente analisadas para um maior custo-benefício do empreendimento.

Por exemplo, cabe ao engenheiro responsável na concepção da obra analisar quesitos como: isolamento térmico, isolamento acústico, resistência ao fogo e, até mesmo, o desperdício de materiais e produtividade, posto que podem gerar um aumento no custo geral da obra.

Portanto, diante dessa problemática, sabendo que, no contexto geral, há um déficit de conhecimento de projeto, execução e manutenção de obras no sistema estrutural em alvenaria

estrutural quando comparado aos sistemas de concreto armado, estruturas de aço, concreto pré-moldado e até mesmo concreto protendido, faz-se necessário um documento guiando o engenheiro ou profissional da construção civil, a partir de um exemplo prático, nos parâmetros de projeto, detalhamento e execução de obras em alvenaria estrutural.

1.3. Justificativa

Diante da grande quantidade de conteúdos a respeito do dimensionamento e verificação de estruturas em alvenaria estrutural presentes no mercado, é interessante o estudo dos materiais mais relevantes de forma a aplicá-los em um exemplo de fácil entendimento de forma que o leitor tenha este trabalho como subsídio de pesquisa durante a execução de um projeto ou obra no sistema construtivo de alvenaria estrutural.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivos gerais

Realização da resolução de um exemplo prático de projeto e execução de estrutura em alvenaria estrutural como subsídio para utilização por projetistas

1.4.2. Objetivos específicos

- a) Caracterizar materiais e componentes;
- b) Resolução de um exemplo prático de estrutura em alvenaria estrutural;
- c) Dimensionamento para o Estado Limite Último e para o Estado Limite de Serviço;
- d) Apresentação de detalhes de projeto e execução em prancha.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Materiais e Componentes

Quando se considera executar um determinado projeto no sistema estrutural de alvenaria estrutural, faz-se necessário realizar uma série de considerações para que, ao executada, a obra atenda às necessidades para seu uso contínuo. Uma dessas considerações é a respeito do material a ser utilizado, o qual pode ser de diferentes fontes, sendo as mais comuns o uso dos blocos cerâmicos e dos blocos em concreto, que serão apresentados de forma mais orientada nos tópicos adiante.

Porém, antes de apresentar as características de cada bloco, independente do seu material, é preciso ter em mente os requisitos de coordenação modular, os quais são apresentados na ABNT NBR 15873 (2010), para que, assim, a lógica dentro da nomenclatura comercial dos blocos fique acessível.

Na ABNT NBR 15873 (2010), temos no item 2.17, a definição do módulo básico como a menor unidade de medida linear da coordenação modular, representado pela letra M, cujo o valor normalizado é $M = 100 \text{ mm}$. Diante disso, podemos normalizar a produção dos blocos a partir da medida modular, a qual é definida como a medida de coordenação cujo valor é igual ao módulo básico ou ao multimódulo. Tal medida é representada por meio da definição de suas dimensões modulares largura (L), altura (H) e comprimento (C), sendo visualizada por $L \times H \times C$.

Conforme o item 3 da norma, temos como objetivos da coordenação modular as seguintes premissas:

- a) ampliar a cooperação entre os agentes da cadeia produtiva da construção civil;
- b) racionalizar a variedade de medidas de coordenação empregadas na fabricação de componentes construtivos;
- c) simplificar o processo de marcação no canteiro de obras para posicionamento e instalação de componentes construtivos;
- d) aumentar a intercambialidade de componentes tanto na construção inicial quanto em reformas e melhorias ao longo da vida útil projetada da edificação.

2.1.1 Blocos Cerâmicos

Em suma, blocos cerâmicos tem sua origem da argila, composta por sílica, silicato de alumínio e quantidades de óxidos ferrosos que variam conforme sua origem. A mesma pode ter origem calcária ou não calcária, sendo o produto da primeira um bloco ou tijolo de cor amarelada, enquanto que o de origem não calcária, que apresenta de 2% a 10% de óxido ferroso e feldspato, produz unidades de cor avermelhada, o que pode ser diferenciado nas fábricas produtoras desses componentes estruturais.

De acordo com a ABNT NBR 15270-1 (2005), existem requisitos mínimos para a utilização de componentes cerâmicos com função estrutural ou apenas de vedação, por exemplo:

Figura 01: 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: ABNT NBR 15270-1 (2005)

A tabela acima, presente na norma ABNT NBR 15270-1 (2005), deixa claro que para o uso estrutural de um bloco cerâmico, devem ser respeitados os requisitos apresentados, principalmente a largura mínima do bloco ou tijolo para cada parte de edificação explanada.

Ademais, seguindo a norma, também há uma tabela que relaciona a geometria do bloco ou tijolo com função estrutural ou de vedação, com suas seguintes especificações de resistência e absorção de água, a qual será apresentada no Anexo A.

Vale ressaltar que as tabelas no Anexo A apresentam as especificações de resistência, absorção de água e de espessura mínima das paredes para componentes cerâmicos tanto de vedação, como estruturais, porém, para a utilização no projeto estrutural em alvenaria estrutural, convém se ater ao tijolo maciço ou perfurado estrutural, ao bloco para alvenaria racionalizada em parede vazada com vazados verticais, ao bloco ou tijolo de alvenaria racionalizada em parede maciça com vazados verticais, ao bloco para alvenaria racionalizada em parede maciça com vazados verticais com parede interna dupla e ao bloco perfurado ou alveolar para a alvenaria.

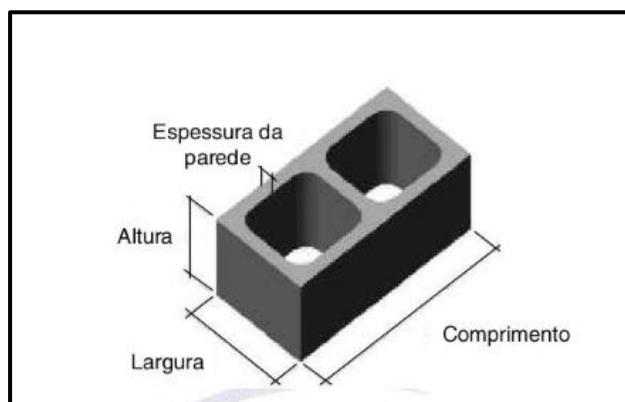
Para um projetista também é essencial saber as unidades de comercialização previstas para que possa adequar a modulação e desempenho estrutural do aos padrões de fabricação da região, em termos gerais, a norma ABNT NBR 15270-1 (2005) apresenta uma série de tabelas com as dimensões nominais usuais para blocos cerâmicos de vedação, blocos cerâmicos estruturais e tijolos, as quais são apresentadas no anexo A.

2.1.2 Blocos de Concreto

No caso dos blocos de concreto, podemos dizer que os mesmos são produzidos em diferentes geometrias e resistências à compressão em indústrias de pré-fabricados espalhadas pelo País e que, em suma, são unidades estruturais vazadas vibro compactadas a seco. Ademais, a ABNT NBR 6136 (2014), no item 3, nos apresenta os seguintes tipos de bloco:

Bloco vazado de concreto simples, o qual se define como componente para execução de alvenaria, com ou sem função estrutural, vazados na face superior e inferior, cuja área líquida é igual ou inferior a 75% da área bruta.

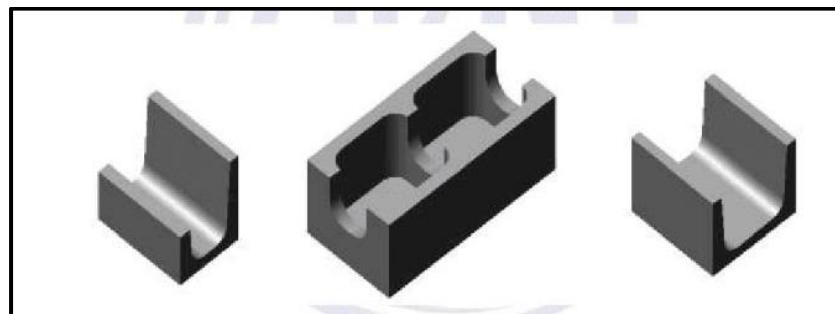
Figura 02: Bloco vazado de concreto simples.



Fonte: ABNT NBR 6136(2014)

Blocos do tipo canaleta, definidos como componentes de alvenaria, vazados ou não, com conformação geométrica conforme a figura abaixo, criados para racionalizar a execução de vergas, contravergas ou cintas.

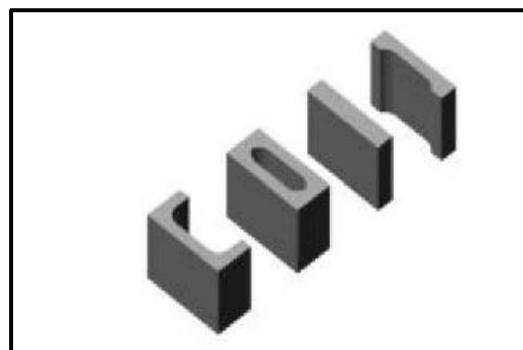
Figura 03: Blocos do tipo canaleta



Fonte: ABNT NBR 6136 (2014)

Bloco compensador, as quais são definidos como componentes de alvenaria destinados para ajustes de modulação:

Figura 04: Blocos compensadores



Fonte: ABNT NBR 6136 (2014)

No que tange ao projeto em alvenaria estrutural, é de vital importância o conhecimento por parte do projetista a respeito das dimensões nominais das unidades de concreto, as quais são descritas no item 5 da norma ABNT NBR 6136 (2014) de forma tabelada.

Figura 05: Dimensões nominais

Família		20 x 40	15 x 40	15 x 30	12,5 x 40	12,5 x 25	12,5 x 37,5	10 x 40	10 x 30	7,5 x 40
Medida Nominal mm Comprimento	Largura	190	140		115			90		65
	Altura	190	190	190	190	190	190	190	190	190
	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290	390
	Meio	190	190	140	190	115	-	190	140	190
	2/3	-	-	-	-	-	240	-	190	-
	1/3	-	-	-	-	-	115	-	90	-
	Amarração "L"	-	340	-	-	-	-	-	-	-
	Amarração "T"	-	540	440	-	365	-	-	290	-
	Compensador A	90	90	-	90	-	-	90	-	90
	Compensador B	40	40	-	40	-	-	40	-	40
NOTA 1 As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta Tabela são de $\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para a altura e para o comprimento.										
NOTA 2 Os componentes das famílias de blocos de concreto têm sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15873.										
NOTA 3 As dimensões da canaleta J devem ser definidas mediante acordo entre fornecedor e comprador, em função do projeto.										

Fonte: ABNT NBR 6136 (2014)

Tendo isso em vista, segundo a norma, as espessuras mínimas de qualquer parede de bloco devem atender a tabela a seguir. Porém a tolerância permitida nas dimensões das paredes é de 1,0 mm para cada valor individual.

Além disso, a norma divide os blocos de concreto em três classes, com especificações de largura nominal, paredes longitudinais e paredes transversais conforme a Figura 06.

Figura 06: Designação por classe, largura dos blocos e espessura mínima das paredes dos blocos

Classe	Largura nominal mm	Paredes longitudinais ^a mm	Paredes transversais	
			Paredes ^a mm	Espessura equivalente ^b mm/m
A	190	32	25	188
	140	25	25	188
B	190	32	25	188
	140	25	25	188
C	190	18	18	135
	140	18	18	135

Classe	Largura nominal mm	Paredes longitudinais ^a mm	Paredes transversais	
			Paredes ^a mm	Espessura equivalente ^b mm/m
C	115	18	18	135
	90	18	18	135
	65	15	15	113

^a Média das medidas das paredes tomadas no ponto mais estreito.
^b Soma das espessuras de todas as paredes transversais aos blocos (em milímetros), dividida pelo comprimento nominal do bloco (em metros).

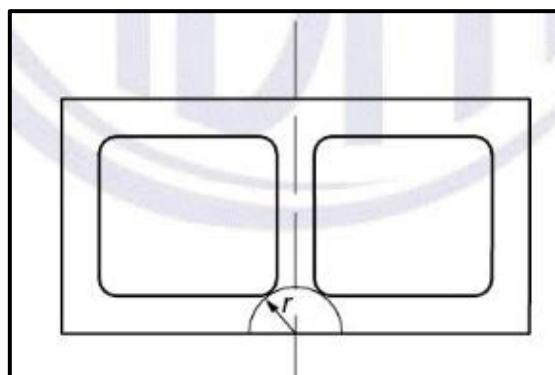
Fonte: ABNT NBR 6136 (2014)

A norma ABNT NBR 6136 (2014), no item 5.1.3 diz que a menor dimensão do furo (D_{furo}) para as classes A e B, atendidas as demais exigências da norma, devem obedecer aos seguintes requisitos:

- D_{furo} maior igual 70 mm para blocos de 140 mm;
- D_{furo} maior igual 110 mm para blocos de 190 mm.

A mesma também afirma, em nota, que convém que as classes A e B tenham mísulas de raio (r) de no mínimo 40 mm e que os blocos de classe C tenham mísulas de raio mínimo 20 mm, com o centro tomado no encontro da face externa da parede longitudinal com o eixo transversal do bloco conforme a Figura 07.

Figura 07: Mísulas



Fonte: ABNT NBR 6136 (2014)

A norma também prevê requisitos mínimos para resistência à compressão, absorção e retração, as quais são tabelados.

Figura 08: Requisitos para resistência à compressão, absorção e retração

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial ^a MPa	Absorção %				Retração ^d %	
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c			
			Individual	Média	Individual	Média		
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 9,0$	$\leq 8,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$	
	B	$4,0 \leq f_{bk} < 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 9,0$				
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 11,0$	$\leq 10,0$				

^a Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias.
^b Blocos fabricados com agregado normal (ver definição na ABNT NBR 9935).
^c Blocos fabricados com agregado leve (ver definição na ABNT NBR 9935).
^d Ensaio facultativo.

Fonte: ABNT NBR 6136 (2014)

Ademais, no item 5.3, a norma dá instruções de aplicação para os blocos de acordo com sua respectiva classe:

- a) Para aplicação abaixo do nível do solo, devem ser utilizados blocos Classe A.
- b) Permite-se o uso de blocos com função estrutural classe C, com largura de 90 mm, para edificações de no máximo um pavimento.
- c) Permite-se o uso de blocos com função estrutural classe C, com largura

de 115 mm, para edificações de no máximo dois pavimentos.

- d) Permite-se o uso de blocos com função estrutural classe C, com larguras de 140 mm e 190 mm, para edificações de até cinco pavimentos.
- e) Os blocos com largura de 65 mm têm seu uso restrito para alvenaria sem função estrutural.

2.1.2 Grautes para alvenaria estrutural

Segundo Mohamad (2021), o graute é um concreto ou argamassa com suficiente fluidez para preencher os vazios dos blocos completamente e sem separação dos componentes. Tem a finalidade de aumentar a capacidade de resistência à compressão da parede e de solidarizar as ferragens à alvenaria, preenchendo as cavidades onde estas se encontram. Pode também ser usado como material de enchimento em reforços estruturais ou em zonas de concentração de tensões.

Também, segundo a ABNT NBR 16868-1(2020) diz que quando especificado o graute, sua influência deve ser verificada em laboratório, nas condições de utilização. Ademais, a mesma também indica que a avaliação da influência do graute na compressão deve ser feita mediante o ensaio de compressão de prisma.

A norma dita que a resistência característica do graute seja determinada de acordo com as normas ABNT NBR 5738 (2014) e ABNT NBR 5739 (2014). Posteriormente, a norma apresenta sugestões para especificações dos materiais da alvenaria estrutural tabelados, a qual cita que a resistência à compressão característica deve ser especificada com valor mínimo de 15 Mpa.

Segundo Mohamad (2021), as principais propriedades que o graute deve apresentar nos estados fresco e endurecido são:

- a) Consistência: a mistura deve apresentar coesão e, ao mesmo tempo, ter fluidez suficiente para preencher todos os furos dos blocos;
- b) Estabilidade volumétrica: a retração não deve ser tal que possa ocorrer separação entre o graute e as paredes internas do bloco;
- c) Resistência à compressão: a resistência a compressão do graute, combinada com as propriedades mecânicas dos blocos e argamassa, definirá as características à compressão da alvenaria.

Quanto à dosagem, Mohamad (2021) afirma que o graute deve ser dosado de modo a atingir as características físicas e mecânicas para o bom desempenho estrutural

da parede e que é recomendável que sejam realizados ensaios de prismas constituídos por esse material para verificar se está de acordo com resultado de resistência desejado.

2.1.4 Argamassas de assentamento para alvenaria estrutural

Segundo Mohamad (2021), para garantir o monolitismo e a solidez da estrutura, é necessária a utilização de uma argamassa de assentamento. Tal elemento é de suma importância para, além de garantir essas características, transmitir tensões verticais da estrutura, absorver as deformações e irregularidades das peças e acomodar deformações concentradas, de modo a evitar fissuras e garantir a durabilidade da estrutura.

Além disso, Mohamad (2021) cita como principais requisitos de desempenho de argamassas de assentamento para alvenaria no estado fresco as seguintes propriedades: fluidez, plasticidade, coesão e retenção de água. Já no estado endurecido, tais propriedades são: aderência, durabilidade da aderência e resistência à compressão.

O autor, com base nos principais materiais constituintes da argamassa, os quais são: cimento, cal, areia grossa, areia fina e água, demonstra no quadro, como cada um dos materiais da composição da argamassa influencia suas propriedades físicas e mecânicas.

Tabela 01 – Influência dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa

MATERIAIS							
	PROPRIEDADES	CIMENTO	CAL	AREIA GROSSA	AREIA FINA	ÁGUA	
NO ESTADO FRESCO	1. FLUIDEZ	(+)	(+)	0	0	(++)	
	2. PLASTICIDADE	(+)	(++)	(-)	(+)	0	
	3. COESÃO	(+)	(++)	(-)	(+)	0	
	4. RETENÇÃO DE ÁGUA	(+)	(++)	(-)	(+)	0	
	5. ADERÊNCIA	(+)	(++)	(-)	(+)	(+)	
NO ESTADO ENDURECIDO	6. DURABILIDADE DE	(-)	(++)	0	0	0	
	7. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	(++)	(-)	(+)	(-)	(-)	

NOTA: + indica que aumenta; ++ indica um aumento considerável na propriedade; - indica uma redução e 0 indica pouca influência

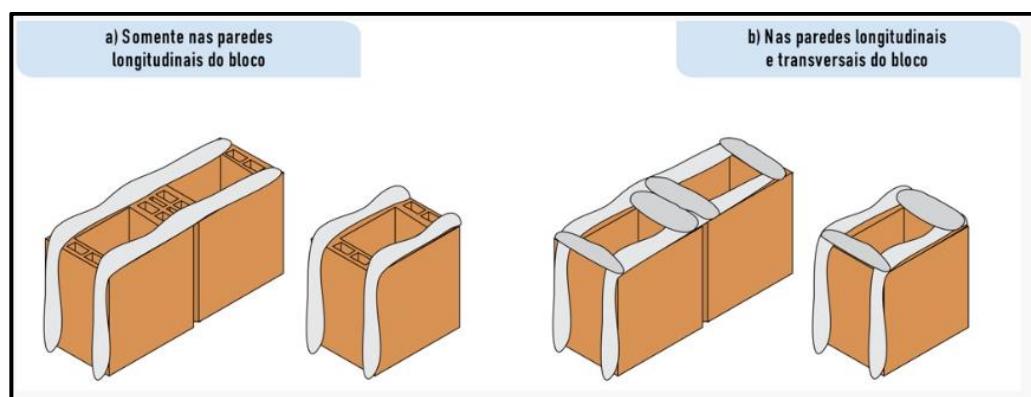
Fonte: Mohamad (2021) - Adaptado

Ademais, segundo ABNT NBR 16868-1 (2020), temos que as argamassas destinadas ao assentamento devem atender os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 13281 (2005). Também, que para evitar o risco de fissuras, recomenda-se especificar a resistência à compressão da argamassa limitada a 1,5 vez da resistência característica especificada para bloco e que a resistência da argamassa deve ser determinada de acordo

com a ABNT NBR 13279 (2005). Alternativamente, podem-se utilizar as especificações da ABNT NBR 16858-2 (2022), Anexo B.

Vale ressaltar que a ABNT NBR 16868-1 (2020), no item 6.2.2.3, deixa claro que se as juntas horizontais forem assentadas com argamassa parcial (argamassa horizontal disposta apenas sobre as paredes longitudinais dos blocos) e se a resistência for determinada com base no ensaio de prisma ou pequena parede, moldados com a argamassa aplicada em toda a área líquida dos blocos, a resistência característica à compressão simples da alvenaria deve ser corrigida pelo fator 0,80.

Figura 09: Disposição da argamassa nos blocos



Fonte: Lage (2021)

Vale ressaltar que a ABNT NBR 16868-2 (2020), no item 9.3.3, diz que, em suma, as juntas verticais devem ser sempre preenchidas, entretanto, para edifícios de até 5 pavimentos, o preenchimento da junta pode ser realizado após a construção total da parede, com argamassa não retrátil e com o uso de uma bisnaga que aplique pressão suficiente para assegurar a largura mínima do filete. Porém, nesse caso, deve-se reduzir a resistência ao cisalhamento da parede.

2.1.5 Desempenho de edificações em alvenaria estrutural

Dentro do projeto de uma determinada edificação é preciso garantir que ela irá cumprir com os requisitos mínimos para atender a ABNT NBR 15575 (2013) quanto ao desempenho térmico, desempenho acústico, durabilidade e vida útil, desse modo, garantindo segurança, habitabilidade e sustentabilidade ao usuário.

Apesar da ABNT NBR 16868 (2020) garantir os requisitos estruturais e de vida útil da edificação, muitas vezes, faz-se necessário inovar na concepção do projeto para atender outros requisitos de desempenho. Lage (2021) indica que, diversas vezes, projetistas se baseiam em manuais de desempenho, as quais são resultado de diversos ensaios, para desenvolver seus projetos.

2.2 Alvenaria estrutural frente a concepção estrutural

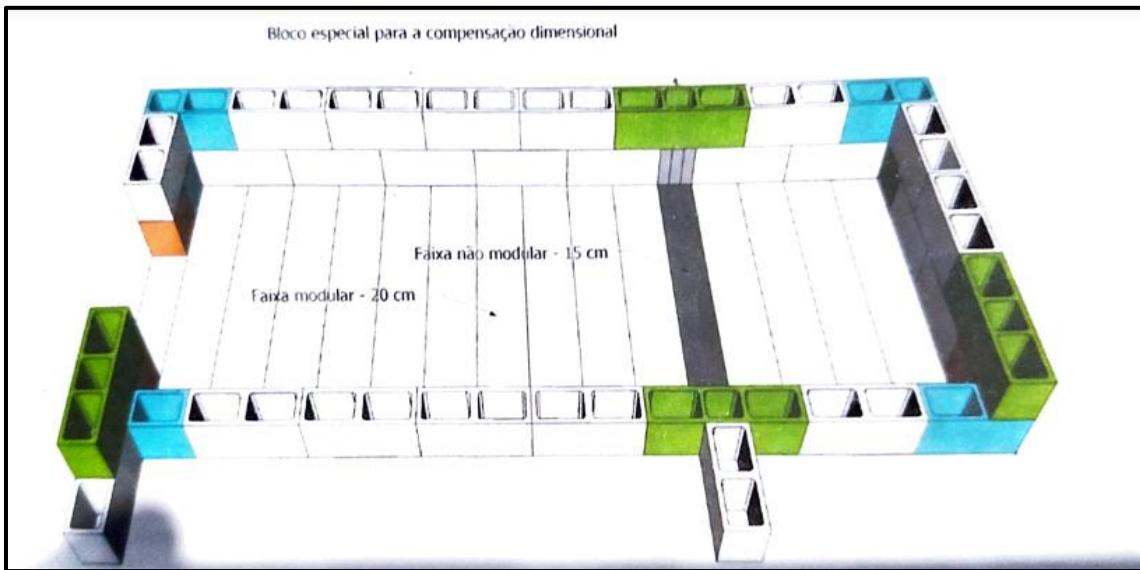
Segundo Mohamad (2021), no sistema construtivo em alvenaria estrutural, a parede é empregada para fins de transmissão de esforços, e a limitante fundamental para o lançamento é a definição das paredes estruturais e as tipologias de lajes (maciças, pré-moldadas – com vigota comum ou treliçadas -, nervuradas, protendidas e alveolares), em que o lançamento estrutural depende, basicamente, do vão que a laje empregada pretende vencer. Os principais fatores condicionantes do projeto são o arranjo arquitetônico, a coordenação dimensional, a otimização do funcionamento estrutural da alvenaria, e a racionalização do projeto e da produção.

Ademais, aspectos como a volumetria, simetria, dimensões máximas dos vão e flexibilidade da planta baixa devem ser, também, estudados pelo projetista em conjunto com o arquiteto, que deve atuar em todas as etapas do projeto, desde a definição do partido arquitetônico, até o detalhamento da estrutura e instalações.

2.2.1 Modulação da 1^a e 2^a fiada

Segundo Modler (2000), alguns passos práticos que, de maneira geral, devem ser obedecidos para a elaboração da modulação do projeto arquitetônico em alvenaria estrutural são: definição das medidas modulares “M” e “M/2”, sendo “M” o comprimento do bloco padrão utilizado; elaboração de anteprojeto arquitetônico, considerando as dimensões internas dos compartimentos como múltiplos de M/2; lançamento da primeira fiada de blocos sobre o anteprojeto e ajustes de dimensões e lançamento da segunda fiada.

Figura 10: Modulação da 1^a e 2^a fiada



Fonte: Mohamad(2021)

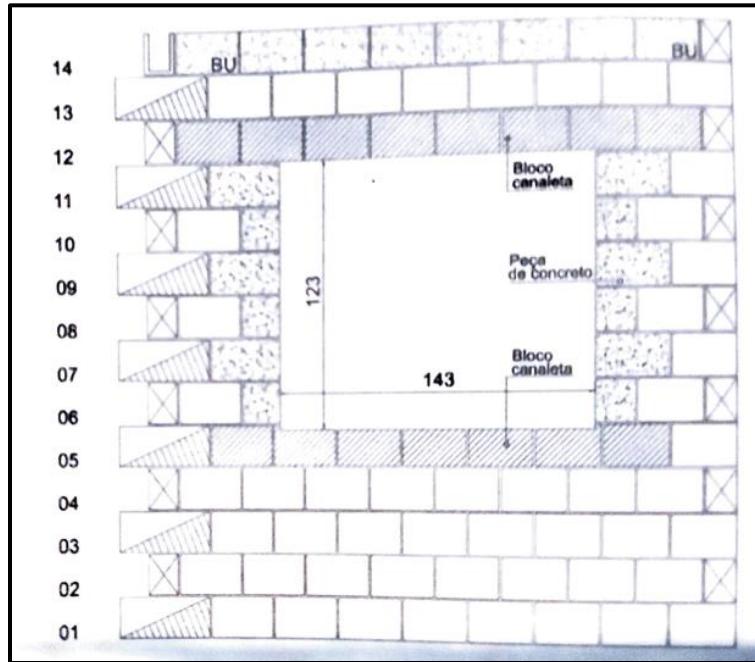
A figura acima apresenta um exemplo de modulação para exemplificar as compensações dimensionais.

Cabe salientar que, segundo Mohamad (2021) quanto maior a variedade de peças utilizadas na construção da alvenaria, maior será a dificuldade de execução e, consequentemente, maior será a construtibilidade do edifício, o que afetará diretamente a produtividade da obra. Também, no caso do uso de peças especiais, é de vital importância que as mesmas estejam destacadas nas plantas de elevação do edifício.

2.2.2 Elevação das paredes

A disposição das peças especiais e da distribuição das fiadas ao longo do pé-direito é visualizada na elevação das paredes, cujo é obrigatória a entrega para cada uma das paredes. Um exemplo de planta de elevação indicando passagens e aberturas é indicado na Figura 10:

Figura 10: Elevação da parede



Fonte: Mohamad(2021)

2.3 Parâmetros de projeto

2.3.1 Esbeltez

Segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), a altura efetiva (h_e) de uma parede deve ser considerada igual:

- a) para casos em que não haja travamento lateral transversal à parede:
 - À altura da parede, se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades superior e inferior;
 - Ao dobro da altura, se uma extremidade for livre e se houver travamento que restrinja conjuntamente o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade superior ou inferior.

- b) para casos em que haja travamento lateral transversal à parede:

$$h_e \leq \alpha_v * h \quad (01)$$

e

$$h_e \leq 0,7 * \sqrt{\alpha_v * h * \alpha_h * l} \quad (02)$$

Devendo ser considerado o menor valor de h_e , onde:

α_v é o coeficiente de esbeltez vertical

= 1,0 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades superior e inferior;

= 2,5 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das extremidades superior ou inferior

α_h é o coeficiente de esbeltez horizontal:

= 1,0 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades esquerda e direita;

= 2,5 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das extremidades esquerda ou direita;

h é a altura do painel;

l é a largura do painel.

As paredes de travamento devem ter comprimento mínimo (calculado descontando a espessura da parede sendo travada igual a 1/5 da altura da parede sendo travada e no mínimo a mesma espessura desta. Além disso, as paredes de travamento devem ter travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades superior e inferior.

A espessura efetiva (t_e) de uma parede sem enrijecedores correspondente à sua espessura (t), não sendo considerados os revestimentos.

A espessura efetiva de uma parede com enrijecedores regularmente espaçados deve ser calculada de acordo com a expressão:

$t_e = \delta * t$, onde:

t_e é a espessura efetiva da parede;

δ é um coeficiente calculado de acordo com a Tabela 05 e parâmetros dados pela Figura 09;

t é a espessura da parede na região entre os enrijecedores.

Figura 11: Valores do coeficiente δ (interpolar valores intermediários)

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

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

Onde:

l_{ner} é o espaçamento entre os eixos de enrijecedores adjacentes;

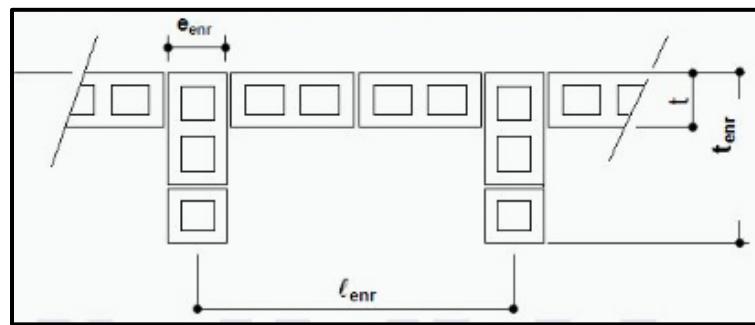
e_{ner} é a espessura dos enrijecedores;

t_{ner} é o comprimento dos enrijecedores;

t é a espessura da parede.

Os quais são representados na seguinte imagem:

Figura 12: Parâmetros para cálculo da espessura efetiva de paredes



Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

A espessura efetiva é utilizada apenas para o cálculo do índice de esbeltez da parede, e não pode ser utilizada para o cálculo da área da seção resistente quando a parede apresentar enrijecedores.

O índice de esbeltez é a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede ou pilar, calculado conforme descrito a seguir:

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (1)$$

A tabela a seguir apresenta os valores máximos permitidos para esbeltez:

Figura 13: Valores máximos para o índice de esbeltez em paredes e pilares

Paredes e pilares	Índice de esbeltez
Não armados ^a	24 ^a
Armados (devem respeitar armaduras mínimas em 12.2)	30
Paredes muito esbeltas	Sem limite, desde que seja seguido o descrito no Anexo C

^a Em casos de construções habitacionais térreas, admitem-se paredes não armadas com índice de esbeltez menor ou igual a 30, desde que o coeficiente ponderador da resistência da alvenaria seja considerado igual a $\gamma_m = 3,0$.

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

2.3.2 Coeficientes de ponderação de resistências

No decorrer do dimensionamento de uma estrutura de concreto armado, faz-se necessário o uso de ponderadores de resistência para a realização de cálculos e verificações, portanto, de acordo com a ABNT NBR 16868-1 (2020), temos:

Os valores para verificação no estado-limite último (ELU) estão indicados na Tabela 07 e são adequados para obras executadas de acordo com as especificações da ABNT NBR 16868-2 (2020).

Figura 14: Valores de γ_m

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

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

Para verificações do ELS, deve ser utilizado $\gamma_m = 1$.

2.3.3 Compressão simples

A resistência característica à compressão simples da alvenaria f_k deve ser determinada com base no ensaio de paredes exposto na ABNT NBR 16868-3 (2020).

No caso de alvenaria de blocos de 190 mm de altura e junta de argamassa de 10 mm, esse valor pode ser estimado como 70 % da resistência característica de compressão simples de prisma f_{pk} ou 85 % da pequena parede f_{ppk} .

Além disso, segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), existe uma tabela de recomendação para a especificação dos materiais de alvenaria estrutural, a qual relaciona a resistência característica da parede, a resistência característica do prisma oco e cheio e a resistência característica do bloco conforme explicitado na Figura 15.

Figura 15: Recomendação para especificação de materiais

Tipo de bloco		f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk}	f_{pk}^*	Espessura mínima de parede do bloco mm			
		MPa		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			
		24,0	18,0	40,0	0,55	1,60	13,2	21,1	25			
Bloco cerâmico de parede vazada, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)		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			
		12,0	8,0	25,0	0,45	1,60	5,4	8,6	8			
Bloco cerâmico de parede maciça, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 x 29 cm)		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			

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

2.3.4 Compressão na flexão

Conforme a ABNT NBR 16868-1 (2020), as condições de obtenção da resistência f_k devem ser as mesmas da região comprimida da peça no que diz respeito à porcentagem de preenchimento com graute e à direção da resultante de compressão relativa à junta de assentamento.

Na verificação de tensões localizadas, na direção normal às juntas de assentamento, considerando a distribuição linear de tensões sem plastificação, a resistência à compressão na flexão pode ser admitida:

- Na flexão fora do plano da parede: igual a $1,5 f_k$ para trecho não grauteado de alvenaria e a $2,0 f_k$ para trecho totalmente grauteado de alvenaria;
- Na flexão no plano da parede: igual a $1,5 f_k$ para trecho não grauteado de alvenaria e a para trecho grauteado de alvenaria.

Quando a compressão ocorrer em direção paralela às juntas de assentamento (como no caso usual de vigas), a resistência característica na flexão pode ser:

- a) igual à resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento, se a região comprimida do elemento de alvenaria estiver totalmente grauteada;
- b) igual a 50 % da resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento, em caso contrário.

2.3.5 Tração na flexão

Permite-se a consideração da resistência à tração da alvenaria sob flexão, segundo os valores característicos especificados na Tabela 09, válida para assentamento com juntas verticais preenchidas.

Figura 16: Valores característicos de resistência à tração na flexão

Resistência média a compressão da argamassa	f_{tk} MPa	
	Direção da tração perpendicular à fiada	Direção da tração paralela à fiada
Entre 1,5 e 3,4 MPa	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0 MPa	0,20	0,40
Acima de 7,0 MPa	0,25	0,50

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

2.3.6 Cisalhamento na alvenaria

Segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), as resistências características ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes são os valores apresentados na Tabela 09,

em função da faixa de resistência da argamassa. Os valores são válidos para assentamento com juntas verticais preenchidas durante o assentamento.

Figura 17: Valores característicos de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes.

Resistência média a compressão da argamassa	f_{vk} MPa
Entre 1,5 e 3,4 MPa	$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$
Entre 3,5 e 7,0 MPa	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$
Acima de 7,0 MPa	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$
σ é a tensão normal de pré-compressão na junta, considerando-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente igual a 0,9 (ação favorável).	

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

A resistência característica ao cisalhamento na interface vertical de paredes com juntas amarradas pode ser igual a 0,60 Mpa.

Para peças de alvenaria estrutural submetidas à flexão e quando existirem armaduras perpendiculares ao plano do cisalhamento e envoltas por graute, a resistência característica ao cisalhamento pode ser obtida por:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 * p \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (02)$$

Sendo $p = \frac{A_s}{b*d}$ a taxa geométrica de armadura, limitada ao máximo de 2%;

Onde:

- A_s é a área da armadura principal de flexão;
- b é a largura da seção transversal;
- d é a altura útil da seção transversal.

2.3.7 Resistência à compressão simples

Segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), para o cálculo da resistência em paredes e pilares não armados, podemos utilizar:

$$N_{rd} = f_d * A * R \text{ (para paredes)} \quad (03)$$

$$N_{rd} = 0,9 * f_d * A * R \text{ (para pilares)} \quad (04)$$

Onde:

- N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;
- f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- A é a área da seção resistente;

$$R \text{ é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede} = [1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3]$$

2.3.8 Forças concentradas

Segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), no caso de forças concentradas, como a simplificação de uma viga de escada apoiada na parede de alvenaria ou até mesmo a viga de sustentação de uma sacada, podemos calcular as tensões da região de contato:

As tensões em região de contato com as dimensões "a" e "b" maiores ou iguais a 50 mm ou $t/3$ devem ser menores que:

$$\sigma_d \leq 1,2 * k * \frac{f_{pk}}{y_m} \quad (05)$$

Onde:

σ_d é a tensão de contato em valor de projeto, somada à tensão aplicada à parede antes da inserção da carga concentrada;

k é o fator para resistência de contato:

- Em alvenaria maciça ou grauteada, nos casos em que a tensão de contato da carga concentrada é maior ou igual a 80 % da tensão σ_d , $k = \sqrt{A_2/A_1} \leq 2,0$;

- Para demais casos: $k = 1,0$;

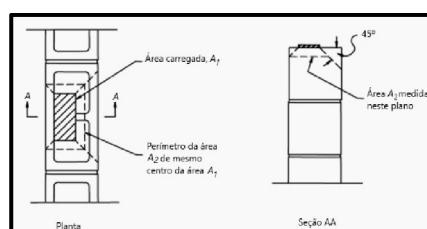
A_1 é a área de contato carregada uniformemente;

A_2 é a área máxima até a extremidade da seção, de mesma forma e centro de gravidade de A_1 , conforme Figura 10.

Em outros casos a tensão deve ser no máximo igual a f_d .

Esforços de fendilhamento considerados importantes devem ser verificados, podendo ser utilizado o modelo de biela e tirante da ABNT NBR 6118

Figura 18: Parâmetros para cálculo da espessura efetiva de paredes

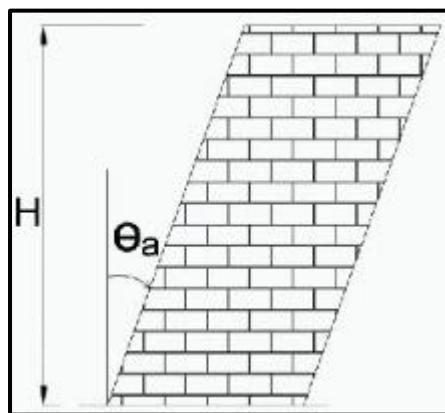


Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

2.3.9 Desaprumo

Segundo a ABNT NBR 16868-1(2020), para edifícios de andares múltiplos, deve ser considerado um desaprumo global, pelo ângulo de desaprumo θ_a , em radianos, conforme apresentado na figura abaixo.

Figura 19: Imperfeições geométricas globais



Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

O ângulo de desaprumo é calculado conforme descrito a seguir:

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad (06)$$

Onde:

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m).

A norma também aponta que a força equivalente horizontal do desaprumo é dada por:

$$F_{des} = \theta_a * \Delta P \quad (07)$$

Onde:

F_{des} : força horizontal equivalente ao desaprumo;

ΔP : peso total característico do pavimento a ser considerado.

Posto que o momento gerado pela situação de carga horizontal e a do peso do pavimento atuando junto ao desaprumo são os mesmos.

2.3.10 Solicitação devido ao vento

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988), para calcular a tensão horizontal equivalente devido ao vento em cada uma das incidências, é preciso, primeiramente, calcular a área de influência para cada pavimento, sendo:

Para o pavimento tipo, metade da área de influência do pavimento de cima, e metade do debaixo, portanto:

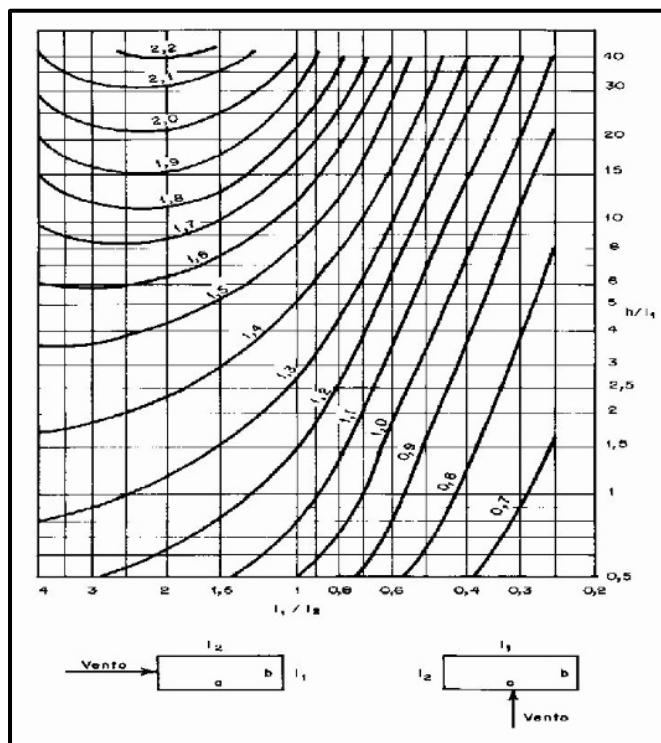
$$A_{inf,tipo} = L * h_{pav} \quad (08)$$

Para a cobertura, metade da área de um pavimento:

$$A_{inf,corb} = L * \frac{h_{pav}}{2} \quad (09)$$

Posteriormente, calculam-se os coeficientes de arrasto para cada uma das incidências do vento na edificação com base na seguinte figura:

Figura 20: Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedais



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Com isso, pode-se obter a velocidade básica a partir do gráfico de isopletas e cada um dos fatores de cálculo para que se possa calcular a velocidade característica, a pressão dinâmica e a força horizontal equivalente

S1, o fator topográfico, é 1,0 para terrenos planos ou pouco acidentados ou regido por uma equação presente na norma quando em morros e taludes. Iremos nos ater a terrenos planos ou pouco acidentados.

S2, Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre terreno é calculado por:

$$S_2 = bF_r\left(\frac{z}{10}\right)^p (10)$$

onde:

F_r : fator de rajada;

b e p: são fatores meteorológicos;

z: cota do vento

Figura 21: Parâmetros metereológicos

Categoria	z_g (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: ABNT NBR 6123 (1988)

S₃ é baseado em fenômenos probabilísticos, conforme a tabela a seguir:

Figura 22: Fator estatístico

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: ABNT NBR 6123 (1988)

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (11)$$

Após obter a velocidade característica pode-se obter a pressão dinâmica (q) em N/m² exercida pelo vento através da expressão:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (12)$$

A força horizontal provocada pela do vento é obtida através do produto entre coeficiente de arrasto, pressão dinâmica e a área de influência na direção analisada conforme a expressão:

$$F_v = C_a * A_{inf,i} * q \quad (13)$$

2.3.11 Estados-limites último (ELU)

A segurança deve ser verificada em relação aos seguintes ELU:

- a) ELU da perda do equilíbrio da estrutura como corpo rígido;

- b) ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte;
- c) ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) ELU provocado por solicitações dinâmicas;
- e) ELU de colapso progressivo;
- f) outros ELU que possam ocorrer em casos especiais.

2.3.12 Estados-limite de serviço (ELS)

Os estados-limite de serviço estão relacionados à durabilidade, aparência, conforto do usuário e funcionalidade da estrutura. Devem ser verificados os ELS relativos a:

- a) danos que comprometam apenas o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

2.3.13 Combinação de ações

Segundo a ABNT NBR 16868-1 (2020), no item 8.9, é apresentado que:

8.9.1 Para cada tipo de carregamento, devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis para o dimensionamento das partes de uma estrutura.

8.9.2 As ações permanentes devem ser sempre consideradas.

8.9.3 As ações variáveis devem ser consideradas apenas quando produzirem efeitos desfavoráveis para a segurança.

8.9.4 As ações variáveis móveis devem ser consideradas em suas posições mais desfavoráveis para a segurança.

8.9.5 Recomendações informativas para prevenção de danos contra colapso progressivo decorrente de ações como impactos e explosões são encontradas no anexo da norma.

8.9.6 As ações incluídas em cada combinação devem ser consideradas com

seus valores representativos multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação.

8.9.7 As combinações de ações são apresentadas na ABNT NBR 8681 para as combinações últimas das ações e para combinações de utilização ou serviço.

8.9.8 As combinações últimas para carregamentos permanentes e variáveis devem ser obtidas por:

$$F_d = \gamma_g F_{g,k} + \gamma_q * (F_{q1,k} + \sum \psi_{0,j} F_{qj,k}) \quad (14)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo para combinação última;

γ_g é o ponderador das ações permanentes;

$F_{g,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_q é o ponderador das ações variáveis;

$F_{q1,k}$ é o valor de característico da ação variável considerada principal;

$\psi_0 F_{q1,k}$ representa os valores característicos reduzidos das ações variáveis.

2.3.15 Estabilidade global

A verificação da estabilidade global de edifícios deve atender à condição de que os efeitos de 2^a ordem não sejam superiores a 10 % dos efeitos de 1^a ordem.

Essa verificação pode ser feita pelo parâmetro conforme a ABNT NBR 6118 (2014).

Esta especificação não elimina a necessidade de verificação de efeitos locais de 2^a ordem.

2.6 Disposições construtivas e detalhamentos

2.6.1 Cobrimentos mínimos

As barras de armadura horizontais dispostas nas juntas de assentamento devem ter proteção contra corrosão como galvanização, uso de aço inoxidável ou outras, exceto no

caso de elementos construídos em classe I de agressividade ambiental, conforme a ABNT NBR 6118 (2014), quando admite-se uso de armadura convencional totalmente envolvida pela argamassa, com um cobrimento mínimo de 15 mm na horizontal da face externa da parede.

No caso de armaduras envolvidas por graute, o cobrimento mínimo é de 15 mm, considerando apenas as dimensões da região grauteada.

2.6.2 Armaduras mínimas

Em elementos predominantemente fletidos, como vigas de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal principal não pode ser menor que $0,15 * b * d$.

Em vigas altas, a armadura mínima deve ser igual a $0,10 * b * d$ podendo ser levada em conta toda a área de armadura longitudinal até a altura de $0,5*d$.

Em paredes de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal principal não pode ser menor que 0,10% da área da seção transversal, tomada como a área da alma. Essa armadura mínima deve ser disposta na região tracionada. Esta especificação de armadura mínima pode ser prescindida quando a armadura efetivamente disposta levar a um momento resistente de cálculo maior ou igual a 1,4 vez o momento solicitante de cálculo: $M_{Rd} \leq 1,4 * M_{Sd}$.

Em paredes de alvenaria armada calculada no Estádio III, deve-se dispor uma armadura secundária, perpendicular à principal, com área mínima de 0,05 % da seção transversal correspondente. No caso de paredes calculadas no Estádio II, dispensa-se a exigência de armadura secundária mínima.

Em pilares de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal não pode ser menor que 0,30% da área da seção transversal.

Em vigas com necessidade de armadura transversal, esta deve ter taxa mínima entre 0,07% e 0,14% da área da seção, igual ao produto da largura da viga pelo espaçamento da armadura de cisalhamento, para graute de resistência característica à compressão de 15 MPa e 40 MPa, respectivamente, podendo os valores das taxas ser interpolados para outras resistências de graute.

As indicações b e d são, respectivamente, a largura e a altura útil da seção.

2.6.3 Armaduras máxima

Armaduras alojadas em um mesmo espaço grauteado (furo vertical ou canaleta horizontal) não podem ter área da seção transversal superior a 8 % da área correspondente da seção do graute envolvente, considerando-se eventuais regiões de traspasse.

2.6.4 Diâmetro máximo

As barras de armadura não podem ter diâmetro superior a 6,3 mm, quando dispostas ao longo de cordões de argamassa em juntas de assentamento, e 25 mm em qualquer outro caso.

2.6.5 Espaço entre as barras

As barras de armaduras devem estar suficientemente separadas, de modo a permitir o correto lançamento e compactação do graute que as envolve.

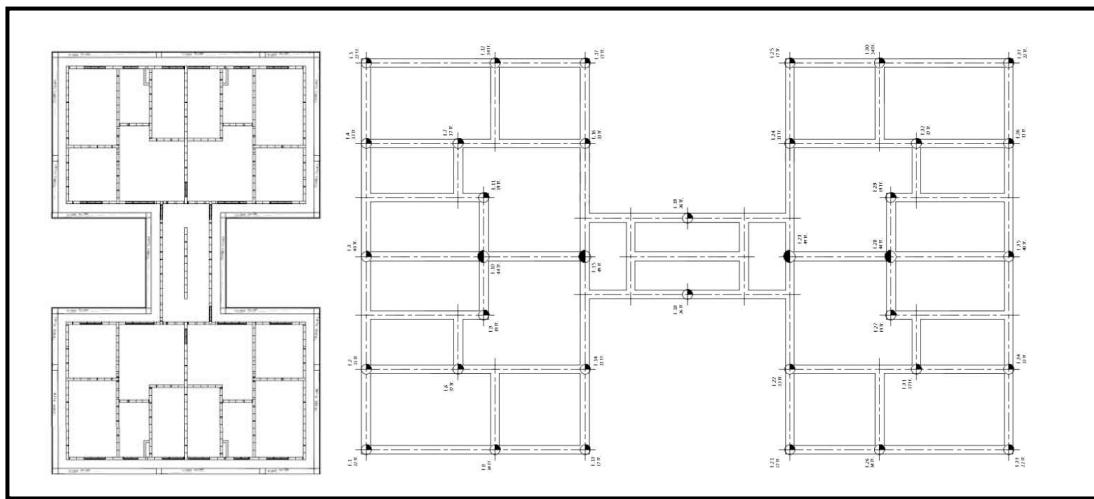
A distância livre entre barras adjacentes não pode ser menor que:

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

2.7 Fundações

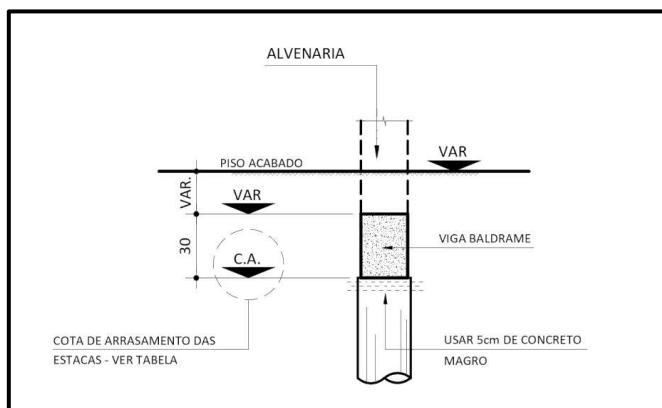
Segundo Lage (2021), as fundações de um edifício em alvenaria estrutural ficam bastante simplificadas quando as paredes chegam até o solo, como os carregamentos se distribuem entre as paredes estruturais, e estas, geralmente, são bastante extensas, são transmitidas tensões relativamente baixas ao solo. Nesse caso, as soluções mais comumente utilizadas são o radier, o qual pode ser protendido em condições especiais, sapatas corridas e, também, a utilização de vigas baldrames com estacas.

Figura 23: Planta baixa de fundação em radier e em viga baldrame com estacas



Fonte: Lage (2021)

Figura 24: Detalhamento de fundação em viga baldrame com estacas



Fonte: Lage (2021)

Entretanto, muitas vezes o pavimento térreo é aproveitado como garagem ou possui um número elevado de modificações arquitetônicas em relação ao pavimento térreo, desse modo, não permitindo que as paredes de transição cheguem até o térreo, o que exige, em muitos casos, a criação de um pavimento de transição (comumente chamado de pilotis), neste caso, as fundações são semelhantes aos casos de estruturas convencionais, sendo necessário analisar o efeito arco da estrutura.

Segundo Lage (2021), fundações em alvenaria estrutural tem como desvantagem a baixa ductilidade e, assim, uma baixa capacidade de absorver possíveis recalques,

portanto sendo necessário um cuidado maior com a fundação e o solo para que não haja patologias como a apresentada na imagem abaixo.

Figura 25: Patologia causada devido recalques no radier



Fonte: Lage (2021)

2.8 Controle tecnológico da alvenaria estrutural

O controle tecnológico dos materiais e componentes é de suma importância para o projeto e execução de uma edificação em alvenaria estrutural. Sendo assim, a ABNT NBR 16868 - 2 (2020), indica que antes do início da obra, deve ser feita a caracterização da resistência à compressão dos materiais, componentes e da alvenaria a serem utilizados na construção.

Para argamassas industrializadas, ou dosadas em obra com adição de incorporadores de ar, a resistência de tração na flexão deve ser determinada. No caso de argamassa industrializada, o ensaio pode ser fornecido pelo fabricante, realizado por laboratório de terceira parte, sendo aceitos resultados realizados com o mesmo tipo de bloco ou tijolo e argamassa.

Além disso, a caracterização da alvenaria deve ser feita por meio de ensaios de prisma, ou pequena parede ou parede, executados com blocos ou tijolos, argamassas e grautes de mesma origem e iguais características dos que serão efetivamente utilizados na estrutura, e em quantidade conforme a seguir:

Figura 16: Número mínimo de corpos de prova por tipo de componente ou elemento de alvenaria

Tipo de elemento de alvenaria	Número de corpos de prova
Prisma	6
Pequena parede	6
Parede	3
Tijolo cerâmico	13
Bloco cerâmico	13
Bloco de concreto	6
Argamassa	6
Graute	6

Fonte: ABNT NBR 16868-2 (2020)

Ademais, os ensaios dos elementos de alvenaria devem ser realizados de acordo com a ABNT NBR 16868-3 (2020).

Para projetos em que há grauteamento para aumento de resistência à compressão da alvenaria, o ensaio de elementos da alvenaria deve ser realizado em igual número e com corpos de prova completamente grauteados.

No caso de já ter sido realizada a caracterização da alvenaria, com os mesmos materiais e componentes que são utilizados, dentro do prazo de 360 dias que antecedem o início da obra, este procedimento se torna desnecessário, podendo ser utilizados os resultados desta caracterização anterior,

Sempre que houver mudanças dos tipos de materiais de obra deve ser feita nova caracterização dos materiais.

Figura 27: Definição de lote para controle de bloco ou tijolo

Número de pavimentos acima do considerado para controle (até a cobertura)	Área construída em planta m ²
0 a 4	1 800
5 a 9	1 200
10 ou acima	600

Fonte:ABNT NBR 16868-2 (2020)

Assim, pode-se ser definida a amostra do caso, que conforme a norma, o número de exemplares da amostra de cada lote é estabelecido pelas seguintes condições:

- a) se todo o lote de obra for composto por blocos ou tijolos do mesmo lote de fábrica, o número mínimo de exemplares deve atender à ABNT NBR 6136 (1994) ou ABNT NBR 15270-1 (2020);
- b) se o lote de obra for formado por mais de um lote de fábrica, número mínimo de exemplares deve atender à ABNT NBR 6136 (1994) ou ABNT NBR 15270-1 (2020), e deve também ser assegurada a quantidade mínima de cinco exemplares por lote de fábrica na amostra.

A especificação dos blocos ou tijolos deve atender as ABNT NBR 6136 (1994) e ABNT NBR 15270-1 (2020) e os procedimentos de ensaio as ABNT NBR 12118 (2013) e ABNT NBR 15270-2 (2020).

Tendo em vista os critérios acima, segue-se para a aceitação do lote e amostra, que, segundo o item 8.2.1.3 da norma se dá por:

O lote de bloco ou tijolo é aceito se o valor da resistência à compressão característica da amostra ou contraprova for maior ou igual ao especificado no projeto, e se as suas dimensões estiverem de acordo com as ABNT NBR 6136 (1994) e ABNT NBR 15270-1 (2020).

2.8.1 Blocos ou tijolos

Segundo o item 8.2.1 da NBR 16868-2 (2020), o controle dos blocos ou tijolos pela obra pode ser dispensado nas seguintes condições:

- a) se os blocos ou tijolos possuem certificação de conformidade com as ABNT NBR 15270 (2005) e ABNT NBR 6136 (1994);
- b) se o f_{bk} for menor ou igual a 14 MPa;
- c) se forem realizados ensaios de controle de prisma em todos pavimentos.

Quando alguma condição anterior não for atendida, devem ser controladas ao menos as dimensões e a resistência característica à compressão dos blocos ou tijolos.

Os ensaios de absorção e área líquida são opcionais, a critério do responsável pela obra.

Quanto à definição do lote a ser utilizado no controle, no item 8.2.2.1 da norma deixa claro que o lote, para efeito do controle definido, deve ser composto por blocos ou tijolos de mesmo f_{bk} e atender aos limites indicados na norma.

2.8.2 Argamassa e graute

Já no âmbito de controle da argamassa e graute, temos que, segundo o item 8.2.2 da norma devem ser controlados em obra ao menos a resistência característica à compressão do graute e a resistência à compressão média da argamassa.

Quanto à definição do lote, é considerado lote para efeito do controle da qualidade da argamassa e do graute a condição mais restritiva dos seguintes limites:

- a) 600 m² de área construída em planta;
- b) dois pavimentos para construções com blocos ou tijolos de $f_{bk} < 6,0$ MPa;
- c) um pavimento para construções com blocos ou tijolos de $f_{bk} > 6,0$ MPa;
- d) duas semanas de produção;
- e) argamassa ou graute fabricados com matéria-prima de mesma procedência, mesma dosagem e mesmo processo de preparo.

Quando se trata da amostra de argamassa deve conter seis exemplares. Cada exemplar é constituído de um corpo de prova. Recomenda-se a construção adicional de igual número de exemplares para eventual contraprova. A moldagem e o ensaio devem ser realizados de acordo com a ABNT NBR 13279 (2005). No caso de recebimento de graute dosado em central, pode ser utilizado o critério da ABNT NBR 12655 (2006).

Em outros casos, a amostra de graute deve conter seis exemplares. Cada exemplar é constituído de um corpo de prova. Recomenda-se a construção adicional de igual número de exemplares para eventual contraprova. A moldagem dos corpos de prova deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 5738 (2015). O ensaio é realizado de acordo com a ABNT NBR 5739 (2015).

Posteriormente, para a aceitação da amostra e lote, o lote de argamassa é aceito se o coeficiente de variação da amostra ou contraprova for inferior a 20 % e o valor médio

for maior ou igual ao especificado no projeto. No caso de resultado de resistência de argamassa com valor médio uma vez e meia superior ao especificado em projeto, deve-se rever o procedimento de recebimento e dosagem desta e monitorar a alvenaria em relação ao aparecimento de fissuras.

O lote de graute é aceito se o valor característico da amostra ou contraprova for maior ou igual ao especificado no projeto. O controle do graute pode seguir o especificado na ABNT NBR 12655 (2006), desde que respeitando os valores máximo de tamanho de lote e mínimo de amostragem.

2.8.3 Prisma

Para o controle da resistência da alvenaria por ensaio de prisma não há a necessidade do controle da alvenaria por ensaio de prisma quando a resistência característica do prisma obtida no ensaio de caracterização, seja maior ou igual ao dobro da resistência característica especificada para o prisma no projeto. A dispensa de ensaios de prisma não elimina a obrigatoriedade de recebimento de blocos e tijolos, da argamassa e do graute.

Para as situações não incluídas anteriormente, devem ser construídos no mínimo seis prismas ocos por lote. Deve ser constituído um número igual de prismas completamente grauteados para projetos em que há grauteamento para aumento de resistência à compressão da alvenaria. Recomenda-se a construção adicional de igual número de prismas para eventual contraprova.

Após o ensaio de pelo menos quatro lotes, com obtenção de coeficiente de variação inferior a 15% em todos os lotes e atendidas as condições para os outros componentes, pode ser dispensada a realização de ensaios dos prismas já constituídos. No caso de não atendimento da resistência à compressão de blocos ou tijolos, argamassa e graute, esses prismas devem ser ensaiados.

No caso da definição de lote, é considerado lote para efeito do controle da qualidade da alvenaria o menor dos seguintes limites:

- a) 600 m² de área construída em planta;

- b) dois pavimentos quando o bloco foi controlado pela obra conforme 8.2.1, ou um pavimento quando o controle do bloco pela obra foi dispensado conforme 8.2.1;
- c) blocos ou tijolos do mesmo fabricante, classe de resistência, espessura e família;
- d) um ano de produção;
- e) alvenarias que utilizem os mesmos materiais e componentes, e procedimentos para a execução.

A amostra-padrão de prisma deve conter seis exemplares. Cada exemplar é constituído de um corpo de prova. Recomenda-se a construção adicional de igual número de exemplares para eventual contraprova.

A amostra pode ser composta por um número mínimo de três exemplares, com o valor característico calculado conforme ABNT NBR 16868-3 (2020).

Seguindo para a aceitação, para a alvenaria, de um determinado lote, ser aceita, a resistência característica estimada da amostra ou contraprova de prisma deve ser maior ou igual à resistência especificada de projeto. Caso o controle da resistência da alvenaria não preveja o ensaio de prisma, a aceitação deve ser feita por meio da aprovação dos ensaios de recebimento dos blocos e tijolos, argamassa e graute.

Para a alvenaria ser aceita, devem ser atendidos os requisitos da Seção 9 da norma. Toda a alvenaria estrutural deve passar por controle e atender aos requisitos da norma para aceitação.

3 METODOLOGIA

O trabalho foi realizado por meio da proposição de uma planta de arquitetura simples, objetivado-se a resolução desse exemplo de forma analítica, desse modo servindo como subsídio para entendimento do processo realizado no código de um software de análise e dimensionamento de obras em alvenaria estrutural.

3.1 Parâmetros de projeto

Foi proposta uma arquitetura simples de 2 cômodos, para demonstrar a modulação das amarrações em L e em T, localizada em São Paulo, uma cidade com maior incidência de vento, buscando-se tensões de trações mais altas gerando uma necessidade de colocação de armadura.

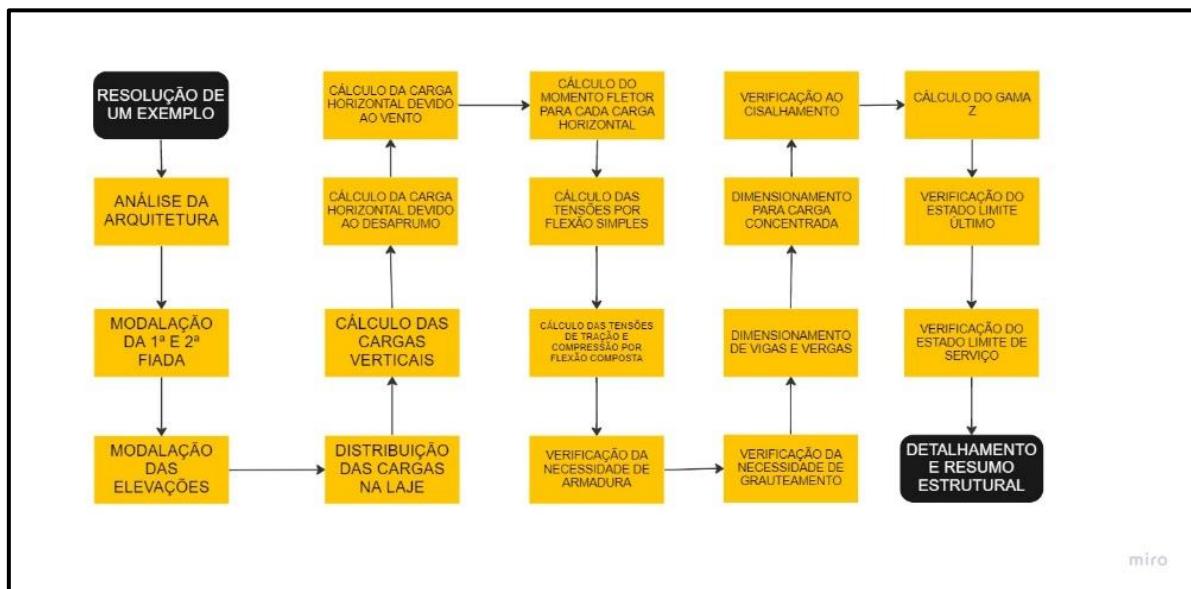
Também, foi assumido que a edificação é de uso residencial, desse modo, com dimensões resultando em um carregamento à compressão mais expressivo que o resistente pelo bloco, assim, sendo necessária a verificação do comprimento grauteado da parede.

Ademais, foram propostas aberturas de porta e de janela na arquitetura como forma de gerar a necessidade de uma verificação de armaduras em vergas, o que é obrigatório normativamente.

Quanto às cargas concentradas, apesar da arquitetura não possuir vigas de escada, de sacada ou qualquer tensão que seja considerado na verificação da parede como carregamento pontual, se faz o dimensionamento da parede para uma carga de viga fictícia apoiada sobre a mesma, gerando conteúdo para o entendimento do processo de cálculo.

3.2 Procedimento de cálculo

Figura 28: Procedimento geral



Fonte: Autor

O procedimento de cálculo e dimensionamento basicamente consiste na análise da arquitetura e proposição de uma modulação de primeira e segunda fiada com base noas orientações e manuais de boas práticas de projeto, posterior distribuição dos carregamentos das lajes pelo Método das Charneiras Plásticas.

Segue-se para o cálculo das cargas verticais com base na solicitação gerada pela laje, pelo peso próprio da parede e o peso do graute, sendo descontando as aberturas de portas e janelas quando necessário. O cálculo das cargas vericais pode ser realizado pelo Método das Paredes Isoladas (MPI) e o Método dos Grupos de Paredes, sendo o primeiro uma consideração de distribuição de tensões sem a amarração das paredes, enquanto que o segundo considera a amarração das paredes.

Posteriormente é calculado as forças horizontais devido ao desaprumo seguindo as orientações da ABNT NBR 16868-1 (2020) e as forças horizontais de vendo pela ABNT NBR 6123 (1988). Em posse dos valores das forças horizontais, com base na distância horizontal até o ponto de interesse, é calculado o momento gerado por tais solicitações e assim, inferidos os valores de tração e compressão para cada um dos casos.

Em posse dos valores das tensões para cada caso de carga, são realizadas as combinações de flexo compressão composta e, dessa forma, obtida as tensões majoradas de cálculo para as paredes. Dito isso, tais solititações são comparadas com as resistências máximas de tração, compressão e cisalhamento do bloco e, caso a solicitação seja maior que o valor resistido pelo bloco, será necessária a armação ou o grauteamento da peça.

Também, são verificadas as vergas das aberturas obrigatoriamente, as armando e feito o cálculo para uma viga fictícia que esta apoiada sobre as paredes, sendo verificada a necessidade de um reforço na região da carga concentrada.

Carrega-se a estrutura para o Estado Limite Último por meio de um portico no software Ftool, com as características geométricas das paredes analisadas e, são obtidos deslocamentos para esses carregamentos, os quais são utilizados para calcular o gama z e verificar se a estrutura é pouco deslocável. Repete-se o procedimento para o carregamento para o Estado Limite de Serviço e, com isso, verifica-se se o deslocamento total e entre pavimentos está dentro do aceito por norma.

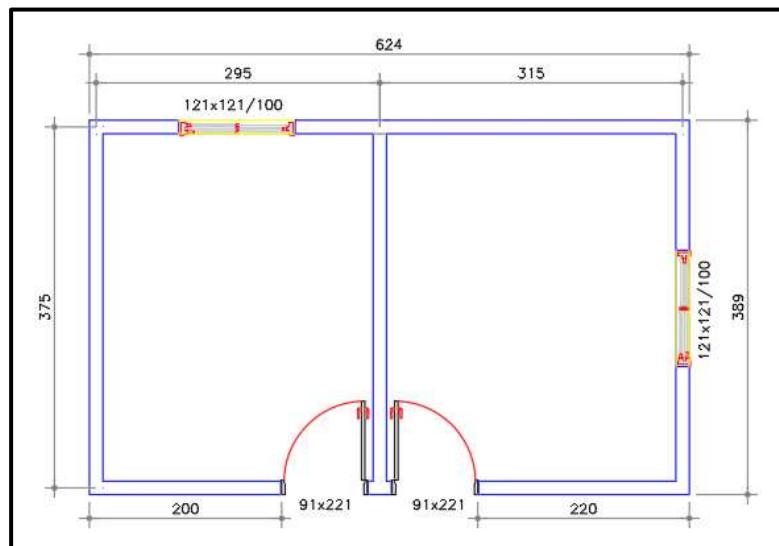
Por último, são plotados os desenhos com detalhamentos da estrutura de forma a explicitar como um projeto de alvenaria estrutural vai para a obra.

4 RESULTADOS

4.1 Resolução de um exemplo prático

Com o objetivo de exemplificar a metodologia de execução de um projeto em alvenaria estrutural, foi escolhida a planta de arquitetura a seguir como forma de otimizar o processo de dimensionamento e detalhamento do mesmo.

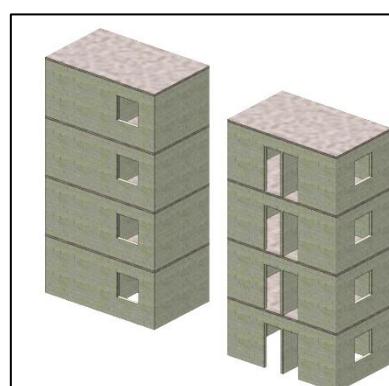
Figura 29: Planta de arquitetura



Fonte: Autor.

O edifício será de uso residencial, localizado na cidade de São Paulo, com um total de 4 pavimentos, sendo um pavimento térreo e 3 pavimentos tipos, com laje maciça de espessura de 10 cm e tanto o pavimento térreo como os pavimentos tipos tendo um pé-direito de 2,90 m + laje, ou seja, 14 fiadas + laje.

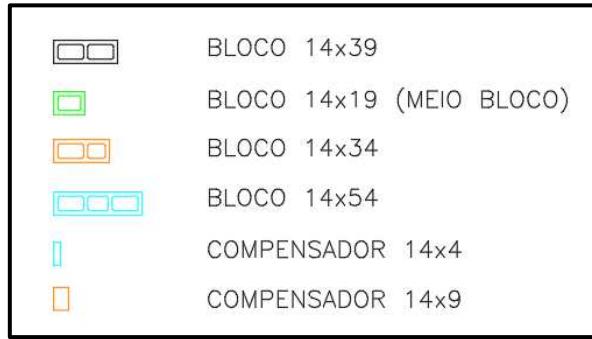
Figura 30: Modelo tridimensional do edifício



Fonte: Autor.

Primeiramente, posto que o projeto será executado na cidade de São Paulo, analisando parâmetros como: disponibilidade de um fornecedor próximo a obra, custo do bloco no canteiro e quantidade de pavimentos, optou-se por utilizar blocos de concreto da família 40x15 na concepção estrutural, a qual implicou na utilização dos seguintes blocos:

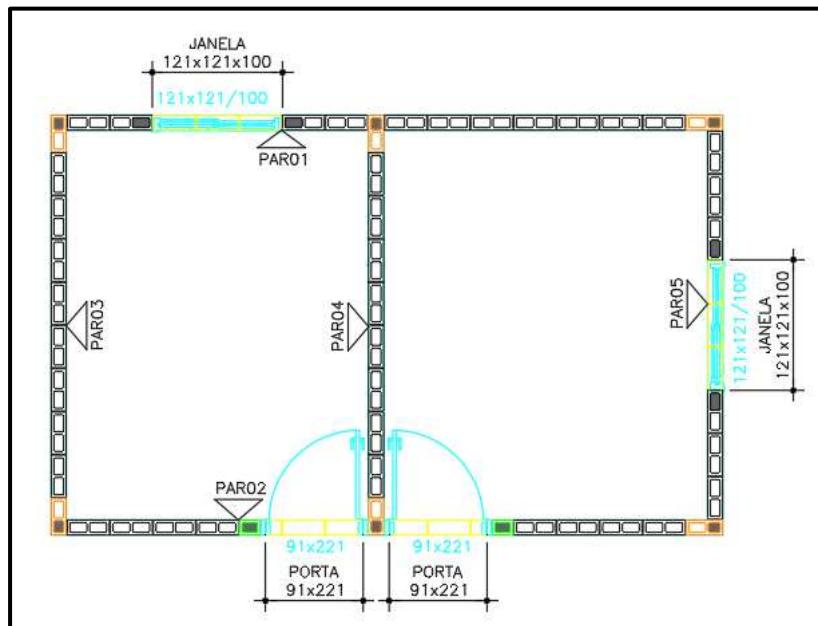
Figura 31: Família de blocos



Fonte: Autor

Em posse da família de blocos, foi possível fazer a disposição da 1^a e 2^a fiada de blocos para a planta arquitetônica.

Figura 32: Primeira fiada



Fonte: Autor

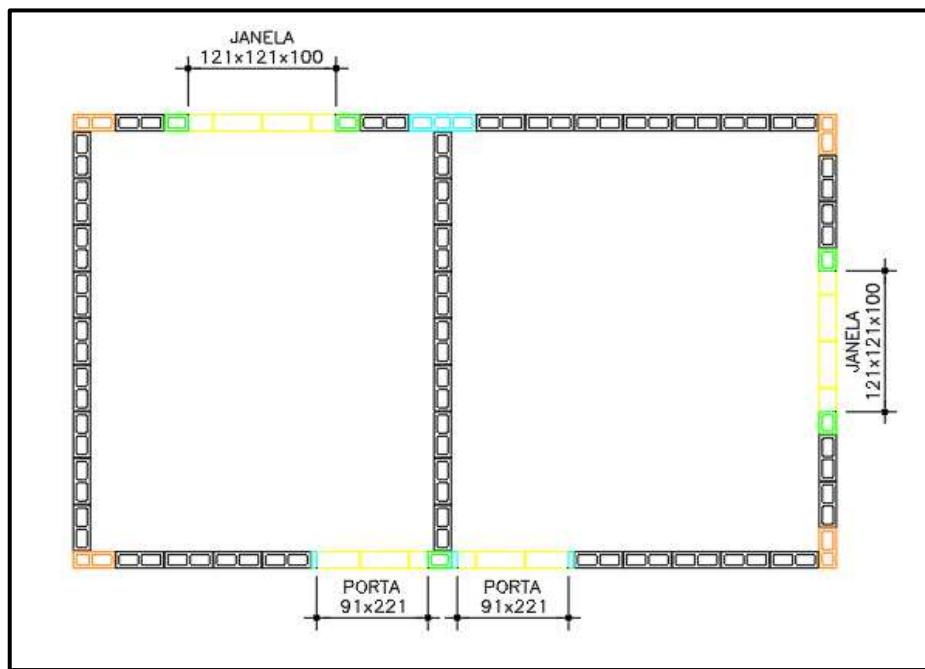
Podemos observar a partir da primeira fiada que blocos de 14x34 cm foram posicionados nas amarrações em "L", na primeira amarração em "T" e que

compensadores de 14x4 cm e meio blocos de 14x19 cm foram posicionados ao lado das portas, desse modo, cobrindo as imperfeições dimensionais.

Já na segunda fiada, apresentada na figura 33, foi preciso a utilização de um bloco de 14x54 cm para a amarração em “T”, além disso, colocam-se meio blocos de 14x19 cm no encontro da parede com as janelas e, no caso do espaço entre as duas portas, faz-se o uso de um meio bloco com um compensador de 14x4 cm para cobrir a arquitetura.

Vale ressaltar que, no caso estudado, a espessura da argamassa entre os blocos é de 1 cm e que as áreas hachuradas representam a utilização de graute, ou seja, pode-se observar que será grauteada tanto as extremidades da estrutura como as extremidades dos vão abertos na mesma.

Figura 33: Segunda fiada



Fonte: Autor

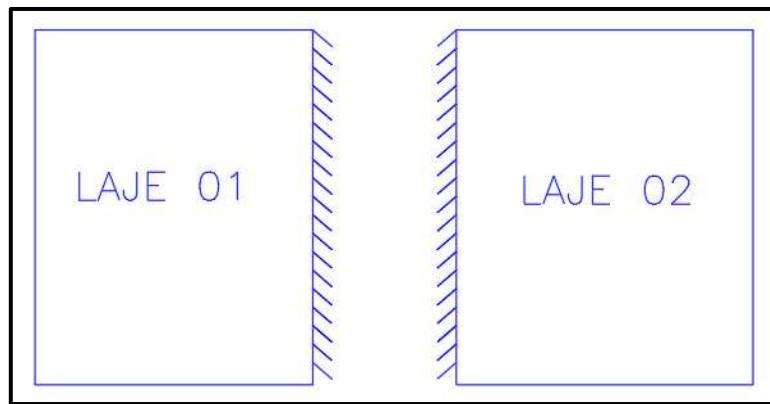
Em seguida são desenhadas as elevações, as quais estão expostas no apêndice A. Porém, vê-se que a abertura da porta está com 221 cm, quando, no geral, as portas tem uma altura de 210 cm.

Tal problemática é resolvida prevendo o revestimento da edificação, o batente e, se incluso na arquitetura, a espuma, a qual diminuirá essa diferença dimensional, deixando o projeto compatível com seu uso.

4.1.1 Distribuição do carregamento nas lajes maciças

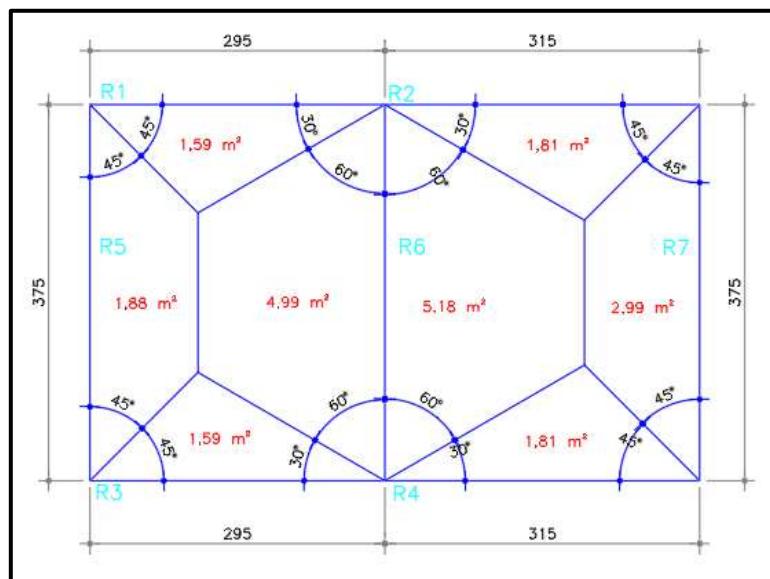
Em posse da modulação e elevação do edifício, é possível calcular o carregamento das lajes maciças a partir do Método das Charneiras Plásticas, determinando se o bordo de cada uma das lajes é livre, apoiado ou engastado. No caso apresentado, cada uma das lajes possui 3 bordos apoiados e 1 bordo engastado na laje ao lado, desse modo, podendo ser construído o diagrama a seguir:

Figura 34: Condição de apoio nas lajes



Fonte: Autor

Figura 35: Charneiras plásticas



Fonte: Autor

Em seguida, com base na área de influência de cada uma das paredes e suas respectivas cargas permanentes e cargas acidentais, é possível calcular a carga direcionada a cada parede a partir de:

$$Reação = \frac{Carga * A_{inf}}{l} \quad (15)$$

Onde:

A_{inf} é a área de influência da laje;

l é o comprimento da parede.

Portanto,

Tabela 02– Valores das cargas nas lajes

CARGA	kN/m ²	OBSERVAÇÕES	
PESO PRÓPRIO	2,50	Peso próprio da laje.	
REVESTIMENTO	1,00	Revest	
CARGA PERMANENTE	3,50	Peso próprio da laje + Revest	
CARGA ACIDENTAL	2,00	(ABNT NBR 6120:2019)	
CARGA TOTAL	5,50	(Carga permanente + Carga acidental)	

PERMANENTES	kN/m	ACIDENTAIS	kN/m
R1,perm	1,886	R1,acid	1,078
R2,perm	2,011	R2,acid	1,149
R3,perm	1,886	R3,acid	1,078
R4,perm	2,011	R4,acid	1,149
R5,perm	2,688	R5,acid	1,536
R6,perm	9,492	R6,acid	5,424
R7,perm	2,791	R7,acid	1,595

Fonte: Autor

4.1.2 Determinação das cargas verticais

Para realizar o dimensionamento das cargas verticais, primeiramente temos que ter em vista que existem dois métodos para realizar a mesma, realizaremos o cálculo por ambos os métodos a título de comparação.

Primeiramente utilizaremos o Método das Paredes Isoladas (MPI), o qual consiste em analisar cada parede como um elemento independente, ou seja, considerando as paredes com ligação por uma amarração indireta, realizada a partir de telas ou grampos, assim, não contribuindo no cálculo de outras paredes. Também podem ser considerados

como casos para a utilização dessa metodologia de cálculo as ligações de junta-prumo e blocos de diferentes dimensões.

Para a aplicação da metodologia são necessárias as características da parede e de seus componentes, assim como as informações das aberturas na parede, para, desse modo, serem calculadas as parcelas de carga devido ao peso próprio da estrutura, a reação da laje quanto a carga permanente e acidental, assim como o peso do graute utilizado na parede analisada.

Analisando a parede R1, podemos calcular as solicitações por:

- Peso próprio:

$$P_{próprio} = (y_{par} * L_{par} * h_{par} * e_{par}) - (L_{abertura} * h_{abertura} * e_{par} * y_{par}) \quad (16)$$

- Reação da laje para carga permanente:

$$Reação, perm = (L_{par} * R1_{perm}) \quad (17)$$

- Reação da laje para carga acidental:

$$Reação, acid = (L_{par} * R1_{acid}) \quad (18)$$

Somando tais solicitações com o a carga do graute para a parede analisada, temos uma carga total, a qual deverá ser multiplicada por 4, posto que há 4 pavimentos iguais e analisa-se para a pior situação. Posteriormente calcula-se o coeficiente redutor e a resistência da parede pelas seguintes equações:

- Coeficiente redutor:

$$R = \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 * t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (19)$$

- Resistência da parede:

$$f_k = \frac{(y_f * y_m * N_k)}{1,0 * L_{par} * e_{bloco} * R} \quad (20)$$

Segundo a norma, podemos estimar o valor da resistência à compressão simples do prisma como sendo 70% da resistência à compressão simples da parede, portanto:

$$f_{pk} = \frac{f_k}{0,7} \quad (21)$$

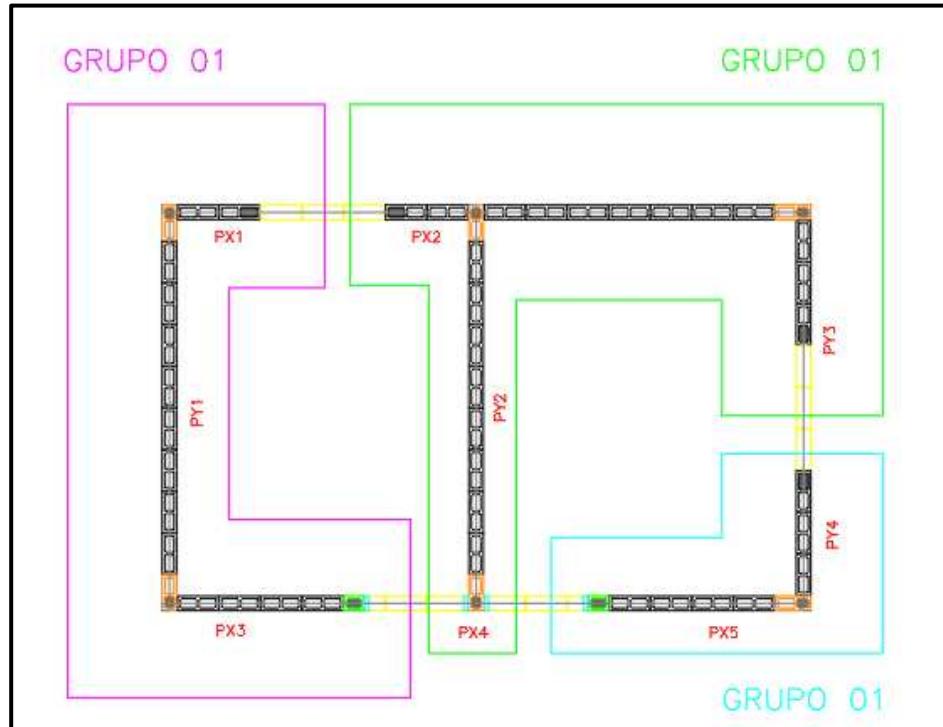
Posteriormente, consultando a tabela de recomendação para a especificação dos materiais de alvenaria estrutural presente em norma, podemos inferir a relação entre a resistência mínima do prisma e a resistência mínima do bloco, obtendo f_{bk} . Ademais, segundo a norma, se a argamassa for disposta apenas nas laterais dos blocos, consideramos que o f_{bk} calculado é apenas 80% do f_{bk} real, aumentando a resistência mínima do bloco.

No apêndice B, segue o resultado dos cálculos para cada uma das paredes isoladamente.

Uma outra abordagem para o dimensionamento das cargas verticais é o Método Grupo de Paredes (MGP), o qual admite as paredes como um grupo solidário com interação e distribuição de cargas, porém, sendo necessária a existência de uma amarração direta entre os componentes. Os grupos são divididos, de maneira geral, a partir da separação por aberturas, posto que as mesmas têm um impacto sobre a distribuição de tensões interrelacionadas.

No caso estudado dividiremos da seguinte forma:

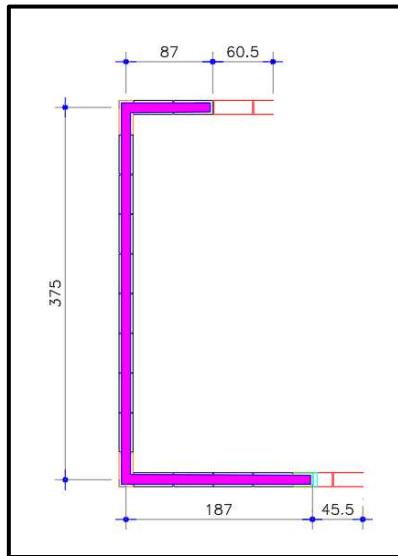
Figura 36: Método do grupo de paredes



Fonte: Autor

Como forma de exemplificar a metodologia de cálculo, analisa-se o grupo 01 para desenvolvimento numérico:

Figura 37: Grupo 01- MGP



Fonte: Autor

No caso, a área hachurada em rosa representa o graute utilizado nas canaletas da parede. Convém, portanto, calcular as solicitações da estrutura:

- Para o trecho sem abertura:

$$R_{g,laje} = (Lx1 * R1,perm) + (Ly1 * R5,perm) + (Lx2 * R3,perm)$$

$$R_{g,laje} = (0,87 * 1,886) + (3,75 * 2,688) + (1,87 * 1,886)$$

$$R_{g,laje} = 15,248 \text{ kN}$$

$$R_{q,laje} = (Lx1 * R1,acid) + (Ly1 * R5,acid) + (Lx2 * R3,acid)$$

$$R_{q,laje} = (0,87 * 1,078) + (3,75 * 1,536) + (1,87 * 1,078)$$

$$R_{q,laje} = 8,714 \text{ kN}$$

- Para o trecho com abertura da janela:

$$R_{g,jan} = (Ljan * R1,perm)$$

$$R_{g,jan} = (0,605 * 1,886)$$

$$R_{g,jan} = 1,141 \text{ k}$$

$$R_{q,jan} = (Ljan * R1,acid)$$

$$R_{q,jan} = (0,605 * 1,078)$$

$$R_{q,jan} = 0,652 \text{ kN}$$

- Para o trecho com abertura da porta:

$$R_{g,porta} = (Lporta * R1,perm)$$

$$R_{g,porta} = (0,455 * 1,886)$$

$$R_{g,porta} = 0,858 \text{ kN}$$

$$R_{q,porta} = (Lporta * R1,acid)$$

$$R_{q,porta} = (0,455 * 1,078)$$

$$R_{q,porta} = 0,490 \text{ kN}$$

Seguindo para o cálculo da solicitação devido ao peso do graute e do peso próprio da estrutura:

- Para o trecho sem abertura:

$$P_{próprio,01} = (y_{par} * (Lx1 + Lx2 + Ly1) * h_{,par} * e_{par})$$

$$P_{próprio,01} = (15,00 * 6,59 * 2,80 * 0,15)$$

$$P_{próprio,01} = 56,14 \text{ kN}$$

- Para o trecho com abertura da janela:

$$P_{próprio,02} = (y_{par} * Ljan * h_{,j} * e_{par})$$

$$P_{próprio,02} = (15,00 * 0,605 * 1,59 * 0,15)$$

$$P_{próprio,02} = 2,164 \text{ kN}$$

- Para o trecho com abertura da porta:

$$P_{próprio,03} = (y_{par} * Lporta * h_{,porta} * e_{par})$$

$$P_{próprio,03} = (15,00 * 0,455 * 0,59 * 0,15)$$

$$P_{próprio,03} = 0,604 \text{ kN}$$

Repetindo o cálculo da carga do graute para a situação do grupo 01, podemos ver, a partir das elevações, que o somatório das cargas devido aos grauteamentos de bordo, canaletas de topo, base e intermediária, além de vergas e contravergas são:

$$P_{graute} = 7,920 \text{ kN}$$

- Carga total permanente do pavimento:
-

$$P_{g,g1} = R_{g,laje} + R_{g,jan} + R_{g,porta} + P_{próprio,01} + P_{próprio,02} + P_{próprio,03} + P_{graute}$$

$$P_{g,g1} = 68,83 \text{ kN}$$

- Para 4 pavimentos:

$$P_{g,g1} = 4 * 68,83 \text{ kN}$$

$$P_{4g,g1} = 275,32 \text{ kN}$$

Em posse do valor das cargas verticais, é possível calcular as tensões normais de compressão simples a partir da relação:

$$\sigma_{Grupo,k} = \frac{\sum \text{Carga total do grupo}}{\text{Área do grupo}}$$

Portanto, para a carga permanente:

$$\sigma_{N,perm,k} = \frac{275,31}{14x649}$$

$$\sigma_{N,perm,k} = 0,030 \text{ kN/cm}$$

Já para a carga acidental:

$$\sigma_{N,acid,k} = \frac{39,43}{14x649}$$

$$\sigma_{N,perm,k} = 0,004 \text{ kN/cm}$$

Posteriormente, podemos calcular a resistência da parede (f_k) a partir da seguinte equação:

$$f_k = \frac{y_m * (y_{f,g} * \sigma_{N,perm,k} + * y_{f,q} * \sigma_{N,acid,k})}{1,0 * R} \quad (21)$$

E, também, a resistência do prisma a partir de:

$$f_{pk} = \frac{f_k}{0,7} \quad (22)$$

E assim, com base na tabela 08, pode-se calcular o f_{bk} para cada um dos casos, o que está apresentado tabelado no apêndice C.

Com base nesses dados, é possível calcular a tensão normal no grupo de paredes do edifício e a resistência à compressão simples da parede e do prisma, a qual são expostos a seguir:

Figura 38: Tensões nos grupos do edifício

Grupo	Paredes do grupo	Compr. (m)	Carga		Tensões de compressão	
			Permanente (kN)	Acidental (kN)	Permanente $\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm ²)	Acidental $\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm ²)
1	PX1 - PX3 - PY1	6,49	275,31	68,99	0,0303	0,0076
2	PX2 - PX4 - PY2 - PY3	9,38	512,38	209,52	0,0390	0,0160
3	PX5 - PY4	3,34	156,40	34,49	0,0334	0,0074

Fonte: Autor.

Figura 39: Valores de resistência à compressão da parede e do prisma

Grupo	Paredes do grupo	Tensões normais		Resistência à compressão	
		Permanente $\sigma_{N,perm,k}$ (kN/cm ²)	Acidental $\sigma_{N,acid,k}$ (kN/cm ²)	Parede f_{pk} (kN/cm ²)	Prisma f_{pk} (kN/cm ²)
1	PX1 - PX3 - PY1	0,0303	0,0076	0,1213	0,1732
2	PX2 - PX4 - PY2 - PY3	0,0390	0,0160	0,1759	0,2513
3	PX5 - PY4	0,0334	0,0074	0,1306	0,1866

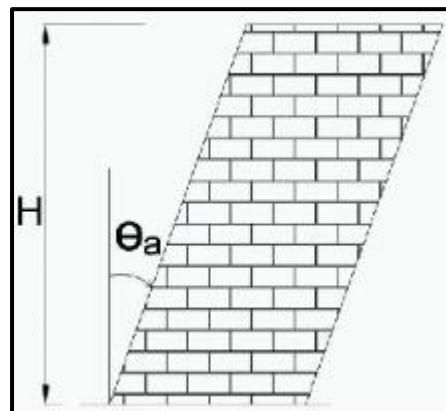
Fonte: Autor.

4.1.3 Força horizontal devido ao desaprumo

As ações devem ser consideradas pela norma de ações e segurança ABNT NBR 8681 (2004).

O desaprumo é uma ação permanente indireta, uma ação obrigatória a ser considerada para edifícios de múltiplos pavimentos. Deve ser considerado um desaprumo global, medido através do ângulo de desaprumo θ_a

Figura 40: Desaprumo de uma parede



Fonte: ABNR NBR 16868-1 (2020)

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad (23)$$

O ângulo de desaprumo é calculado conforme descrito a seguir:

Onde:

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m).

A altura total no edifício de 4 pavimentos é 11,60 m, logo, o ângulo de desaprumo pode ser calculado aplicando diretamente as equações:

$$\theta_{a1} = \frac{1}{100\sqrt{H}} = 0,00294 \text{ rad}$$

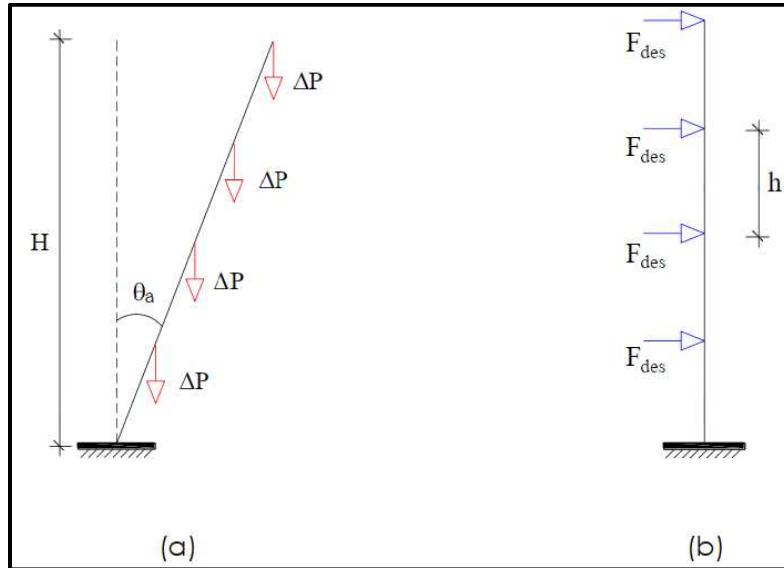
$$\theta_{alim} = \frac{1}{40H} = 0,00216 \text{ rad}$$

Como o ângulo de desaprumo calculado é maior que o limite, adota-se o valor limite.

$$\theta_a = 0,00216 \text{ rad}$$

Em posse do ângulo de desaprumo é possível determinar uma força horizontal equivalente aplicada ao nível de cada pavimento e que simula o efeito do desaprumo. A motivação para este cálculo é a possibilidade de combiná-la à força horizontal provocada pelo vento, ou utilizar as mesmas etapas de cálculo de vento. visto que os procedimentos são os mesmos.

Figura 41: Força horizontal devido ao desaprumo



Fonte: Lage (2021)

A expressão utilizada para se obter a força equivalente de desaprumo parte do fato de que o momento resultante na base é o mesmo para os dois casos.

$$F_{des} = \Delta P * \theta_a \quad (24)$$

Onde:

F_{des} : força horizontal equivalente ao desaprumo;

ΔP : peso total característico do pavimento a ser considerado.

O peso total por pavimento é a soma da carga por pavimento de cada grupo de paredes:

$$\Delta P = Carga_{total,G1} + Carga_{total,G2} + Carga_{total,G3} \quad (25)$$

onde:

$Carga_{total,Gi}$ é a carga vertical total no grupo i de paredes.

$$\Delta P = 89,07 + 180,48 + 49,41$$

$$\Delta P = 315,96 \text{ kN/pav}$$

O resultado da força horizontal equivalente está apresentado na tabela. Aqui vale destacar que o efeito do desaprumo é o mesmo nas duas direções do edifício. Isto porque o ângulo de desaprumo, que é função apenas da altura total, e o peso do pavimento não se altera com a mudança na direção de análise.

Figura 42: Força horizontal gerada pelo desaprumo

Pavimento	ΔP (kN)	θ_a (rad)	F_{des} (kN)
Cobertura.	315,96	0,00216	0,682
3º Pav	315,96	0,00216	0,682
2º Pav	315,96	0,00216	0,682
1º Pav	315,96	0,00216	0,682
Térreo	315,96	0,00216	0,682

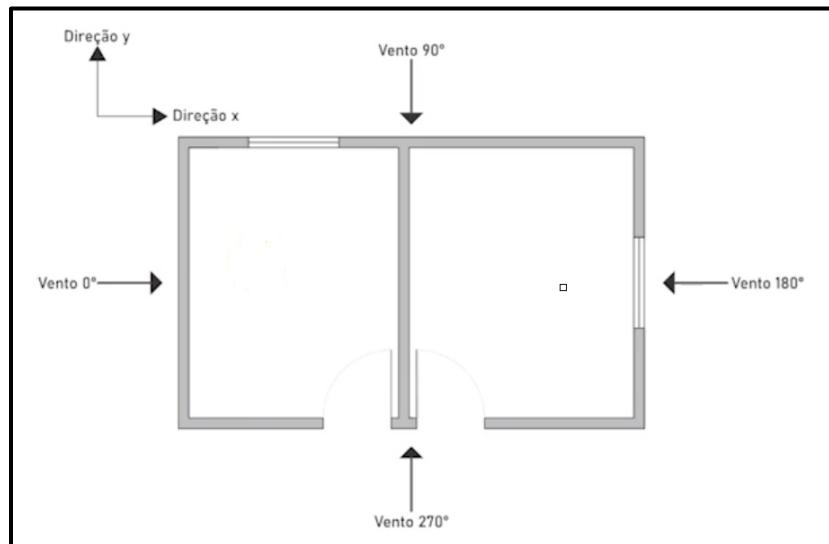
Fonte: Autor

4.1.4 Força horizontal devido ao vento

As ações horizontais a serem obrigatoriamente consideradas em edifícios em alvenaria estrutural são a ação do vento e o desaprumo. Eventualmente podem ocorrer empuxos desequilibrados do solo. Em caso de áreas sujeitas a abalos sísmicos, a sua consideração também é indispensável. Utiliza-se a ABNT NBR 6123 (1988), para se obter as forças horizontais que agem ao nível de cada pavimento, e que são resistidas pelos elementos contraventamento da estrutura,

São considerados os quatro casos de vento neste exemplo, sendo dois casos na direção x e dois casos na direção y.

Figura 43: Casos de vento



Fonte: Autor.

Como o edifício é simétrico, o vento em 0° será igual ao em 180°, e o em 90° será igual ao em 270°.

São as principais dimensões do edifício modelo:

Altura do edifício: $H = 11,60 \text{ m}$

Altura dos pavimentos: $h_{pav} = 2,90 \text{ m}$

Comprimento na direção x: $L_x = 6,24 \text{ m}$

Comprimento na direção y: $L_y = 3,89 \text{ m}$

Área de influência da ação do vento nos pavimentos tipo e cobertura:

Para o pavimento tipo, considera-se metade da área de influência do pavimento de cima, e metade do inferior, portanto:

$$A_{inf,tipo} = L * h_{pav} \quad (26)$$

Para a cobertura, metade da área de um pavimento:

$$A_{inf,corb} = L * \frac{h_{pav}}{2} \quad (27)$$

onde:

$A_{inf,tipo}$: área de influência do vento no pavimento tipo;

$A_{inf,corb}$: área de influência do vento no pavimento cobertura;

h_{pav} : altura do pavimento;

L: largura do pavimento.

Posteriormente, podemos calcular os coeficientes de arrasto para cada caso da estrutura a partir do gráfico disponibilizado na norma.

Com base nos dados apresentados, calculamos os coeficientes de arrasto a partir das seguintes relações:

Vento a 0° :

$$\frac{H}{L_1} = \frac{11,60}{3,89} = 2,98; \quad \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,89}{6,24} = 0,62;$$

Vento a 90° :

$$\frac{H}{L_1} = \frac{11,60}{6,24} = 1,86; \quad \frac{L_1}{L_2} = \frac{6,24}{3,89} = 1,60;$$

Com os dados acima e analisando o ábaco da ABNT NBR 6123 (1988), encontram-se os coeficientes de arrasto $C_{A,0^\circ} = 1,10$ e $C_{A,90^\circ} = 1,35$.

De acordo com a localização do Edifício, pode-se encontrar os valores seguintes na norma ABNT NBR 6123 (1988):

Velocidade básica: $v_0 = 40 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (Isopleta para região de São Paulo)

Fator topográfico: $S_1 = 1,0$ (terreno plano)

Fator estatístico: $S_3 = 1,0$ (uso residencial)

O fator de altura sobre o terreno (S_2) é calculado de acordo com a equação:

$$S_2 = bF_r\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (28)$$

onde:

F_r : fator de rajada;

b e p: são fatores meteorológicos;

z: cota do vento

Para o edifício modelo o fator S_2 foi calculado considerando os seguintes parâmetros

Categoria: III (cota média dos obstáculos igual a 3 metros);

Classe: A (maior dimensão não excede 20 metros);

b: 0,94;

p: 0,10;

F_r : 1,00

Logo, a equação assume a seguinte forma:

$$S_2 = 0,707(z)^{0,10} \quad (29)$$

Em posse dos fatores explicitados anteriormente, calcula-se a velocidade característica do vento V_k em m/s:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (30)$$

Após obter a velocidade característica pode-se obter a pressão dinâmica (q) em N/m² exercida pelo vento através da expressão:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (31)$$

A força horizontal provocada pela do vento é obtida através do produto entre coeficiente de arrasto, pressão dinâmica e a área de influência na direção analisada conforme a expressão:

$$F_v = C_a * A_{inf,i} * q \quad (32)$$

Devido ao edifício possuir dois eixos de simetria, as forças horizontais provocadas de mesma direção, mas com sentidos diferentes, são iguais. As tabelas apresentam valores utilizados no cálculo das forças devido aos ventos no nível do andar para as direções x e direção y, respectivamente.

Os cálculos são realizados para cada um dos pavimentos e suas condições específicas e os resultados são expostos na tabela a seguir:

Figura 44: Força horizontal equivalente ao vento em 0° e 180°

Ventos 0° e 180°			$A_{infl} = 11,281 \text{ m}^2$			$C_a = 1,10$		
S_2			$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$		$q = 0,613 \times V_k^2$	$F_v = C_a \times q \times A_{infl}$	$F_d = 1,4 \times F_v$	
Pav	Z (m)	S_2	S_1	S_3	$V_k (\text{m/s})$	$q (\text{N/m}^2)$	$F_v (\text{N})$	$F_d (\text{kN})$
cob.	11,60	0,954	1,00	1,00	38,16	892,75	5539,09	7,75
3º Pav	8,70	0,927	1,00	1,00	37,08	842,83	10458,76	14,64
2º Pav	5,80	0,890	1,00	1,00	35,61	777,18	9644,11	13,50
1º Pav	2,90	0,831	1,00	1,00	33,22	676,57	8395,68	11,75
Térreo	0,00	0,000	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor.

Figura 45: Força horizontal equivalente ao vento em 90° e 270°

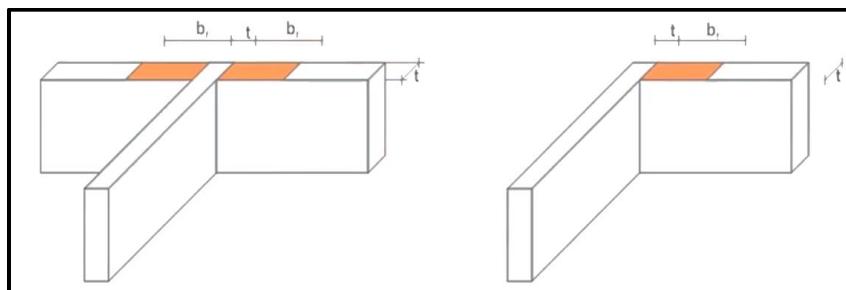
Ventos 90° e 270°			$A_{infl} = 18,096 \text{ m}^2$			$C_a = 1,35$		
S_2			$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$		$q = 0,613 \times V_k^2$	$F_v = C_a \times q \times A_{infl}$	$F_d = 1,4 \times F_v$	
Pav	Z (m)	S_2	S_1	S_3	$V_k (\text{m/s})$	$q (\text{N/m}^2)$	$F_v (\text{N})$	$F_d (\text{kN})$
cob.	11,60	0,954	1,00	1,00	38,16	892,75	10904,71	15,27
3º Pav	8,70	0,927	1,00	1,00	37,08	842,83	20590,00	28,83
2º Pav	5,80	0,890	1,00	1,00	35,61	777,18	18986,20	26,58
1º Pav	2,90	0,831	1,00	1,00	33,22	676,57	16528,45	23,14
Térreo	0,00	0,000	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor.

Pensando em vento, temos os conceitos de alma e flange ("aba"), para amarração direta. As paredes são os elementos de contraventamento quando se trata de alvenaria estrutural. São elas que resistem aos esforços horizontais e devem ser verificadas adequadamente quanto à estabilidade global da estrutura.

O comprimento efetivo de flange nas paredes de contraventamento é limitado pela ABNT NBR 16868-1 (2020) e deve obedecer ao comprimento $b_t \leq 6t$ (no máximo 6 vezes a espessura da parede). Para blocos com espessura de 14 cm, este limite do flange é 84 cm.

Figura 46: Limite de comprimento do flange



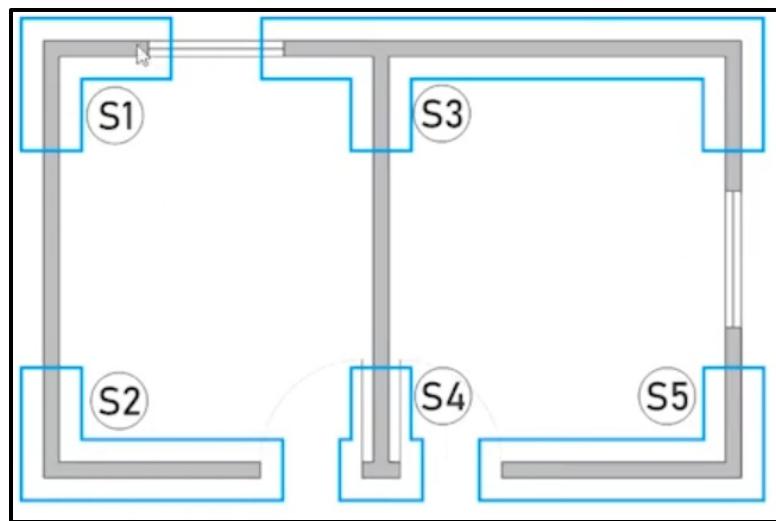
Fonte: Lage (2021)

Quando se analisa o efeito do vento em uma direção, a parede de contraventamento passa a ser chamada de subestrutura "S". Esta por sua vez, é limitada

na direção perpendicular ao vento pela presença de aberturas ou pelo comprimento do flange. No exemplo, para determinação do comprimento das cercas:

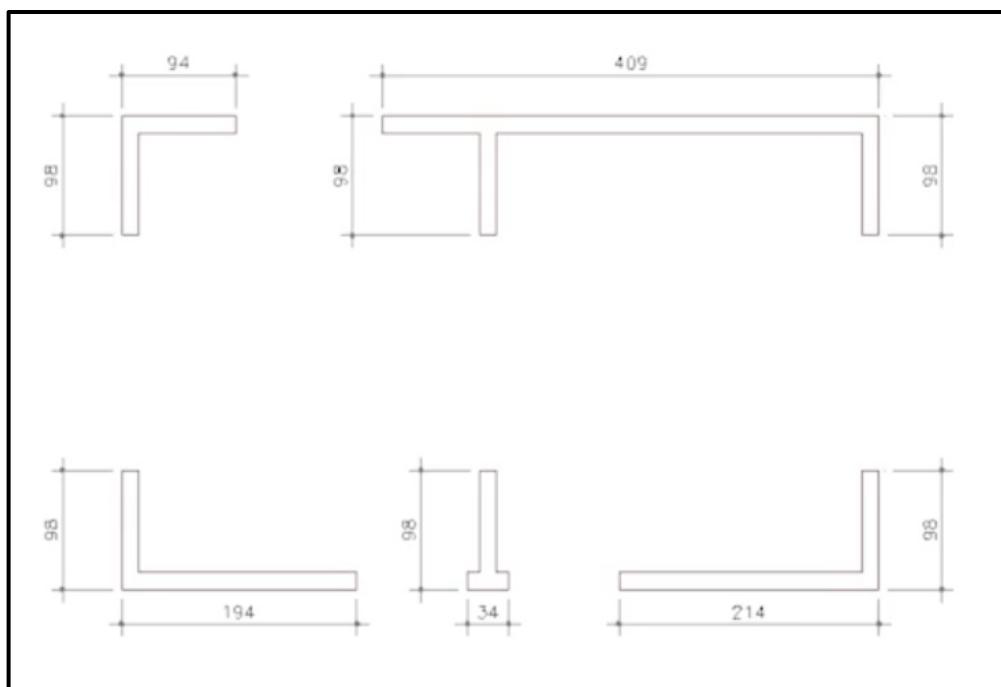
- A estrutura de contraventamento será toda a alma da parede, mais a flange, de no máximo 6 vezes a espessura do bloco (que é de 14cm), portanto 84cm.

Figura 47: Subestruturas para vento 0° e 180°



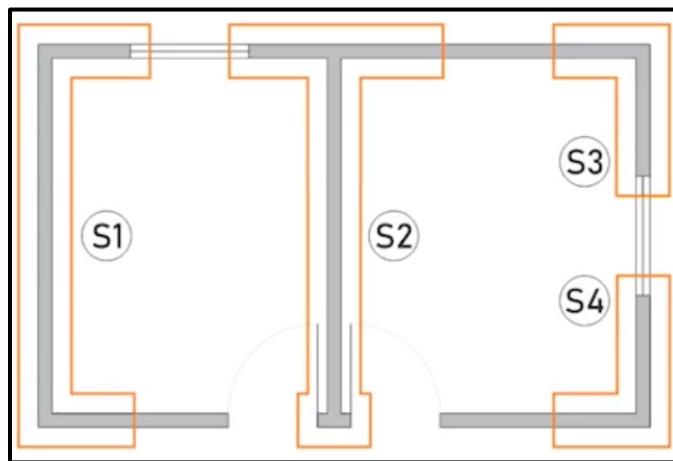
Fonte: Autor

Figura 48: Dimensões das subestruturas para vento 0° e 180°



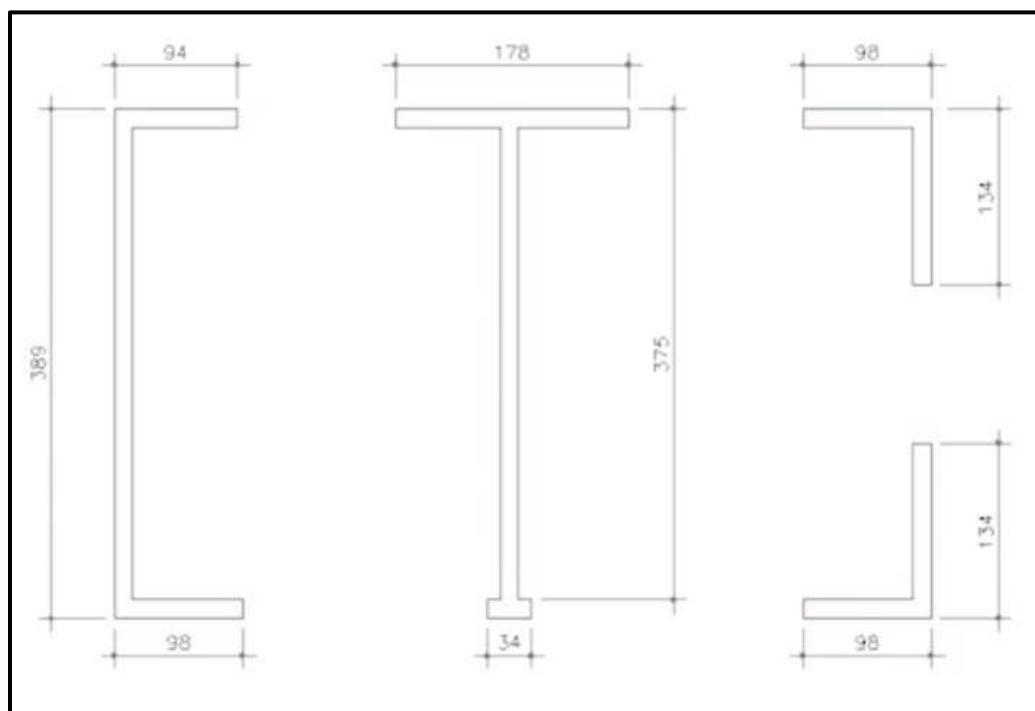
Fonte: Autor

Figura 49: Subestruturas para vento 90° e 270°



Fonte: Autor

Figura 50: Dimensões das subestruturas para vento 90° e 270°



Fonte: Autor

Para encontrar a parcela que cada subestrutura resiste da força horizontal e como se dá a distribuição de tensões, é necessário a obtenção das seguintes propriedades geométricas da seção:

Posição do centro de gravidade (onde passa a linha neutra);

Distância do centro de gravidade até a borda de maior tração e de maior

compressão;

Momentos de inércia para as direções do vento.

Os procedimentos a seguir mostram como tais propriedades são calculadas:

Para encontrar o centro de gravidade, utiliza-se uma média ponderada das áreas por:

$$K_{cg} = \frac{\sum(\text{Área}_i * k_{cg,i})}{\text{Área}_{total}} \quad (33)$$

Onde:

Área_i : área do trecho i da subestrutura;

$k_{cg,i}$: distância entre os centros de gravidade da subestrutura e do trecho i da subestrutura;

Área_{total} : área da subestrutura.

Posteriormente, são calculados o momento de inercia, para o teorema dos eixos paralelos, para cada uma das seções analisadas de acordo com a incidência do vento:

$$I_{kk} = \sum \frac{b_i * h_i^3}{12} + \text{Área}_i * (k_i - k_{cg})^2 \quad (34)$$

Ademais, a força horizontal que age na lateral do prédio se distribui entre as cercas de subestruturas através de uma razão de inércias " R_i ", que pode ser interpretada como a porcentagem da força horizontal resistida pela subestrutura.

$$R_i = \frac{I_{jj}}{\sum I_{jj}} \quad (35)$$

j: direção do vento analisado:

i: subestrutura de contraventamento.

O cálculo do momento de inercia pode ser facilitado utilizando ferramentas computacionais de desenho, como o AutoCAD.

A seguir estão apresentadas, de forma resumida, as propriedades geométricas em cada subestrutura para cada caso de vento em tabelas:

Figura 51: Características geométricas das subestruturas pro caso de vento 0º e 180º

Grupo	Sub-estruturas	Paredes	Inércia $I_{y,i}$ (m ⁴)	$R = \frac{I_{y,i}}{\sum(I_{y,i})}$	Tração X1 (m)	Compressão X2 (m)
1	S1	PX1 - PY1	0,0198	0,0111	0,281	0,658
	S2	PY1 - PX3	0,1518	0,0853	0,698	1,241
2	S3	PX2 - PY2 - PY3	1,4087	0,7914	2,161	1,928
	S4	PY2 - PX4	0,0006	0,0004	0,170	0,170
3	S5	PY4 - PY4	0,1989	0,1118	1,351	0,788
TOTAL			1,7800	1,0000		

Fonte: Autor

Figura 52: Características geométricas das subestruturas pro caso de vento 90º e 270º

Grupo	Sub-estruturas	Paredes	Inércia $I_{x,i}$ (m ⁴)	$R = \frac{I_{x,i}}{\sum(I_{x,i})}$	Tração Y1 (m)	Compressão Y2 (m)
1	S1	PX1 - PY1 - PX3	1,4942	0,4952	1,958	1,931
	S2	PX2 - PY2 - PX4	1,4147	0,4688	1,473	2,416
2	S3	PX2 - PY3	0,0543	0,0180	0,438	0,901
	S4	PY4 - PX5	0,0543	0,0180	0,901	0,438
TOTAL			3,0174	1,0000		

Fonte: Autor

Para o momento por grupos de paredes devido ao vento, temos que a carga horizontal característica F_{pk} , de vento ou desaprumo que age em uma subestrutura num dado pavimento é calculado a partir da seguinte expressão:

$$F_{pk} = R_i * F_h(z) \quad (36)$$

Onde:

$F_h(z)$: força horizontal característica agindo na cota do pavimento;

z : cota do pavimento;

R_i : porcentagem da força horizontal absorvida pela subestrutura i.

Conhecida a carga horizontal que age na subestrutura e sua respectiva cota, determinar o momento fletor que atua no terreno ou em qualquer outro pavimento se torna uma tarefa simples. O momento fletor num dado andar do edifício é resultado da soma das cargas horizontais multiplicadas pelos respectivos braços de alavanca dos andares logo acima.

$$M_{k,i} = \sum_{pav} (F_{pk,i,pav} * z_{pav}) \quad (37)$$

$M_{k,i}$: momento fletor característico da subestrutura i no pavimento terreo;

$F_{pk,i,pav}$: força horizontal característica agindo na subestrutura i do pavimento;

z_{pav} : cota do pavimento.

Posteriormente, calcula-se o momento fletor atuante na base pela seguinte expressão:

$$M_{base,k} = \sum_{j=0}^{j=4} M_{j,k} \quad (38)$$

Figura 53: Solicitações pro caso de vento 0º e 180º

Pavimento	Carga de vento característica F_{pk} (N)					Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kN-m)				
	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3		Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3
	S1	S2	S3	S4	S5		S1	S2	S3	S4	S5
cob.	61,7	472,5	4383,7	2,0	619,2	11,60	0,7	5,5	50,9	0,02	7,2
3º Pav	116,4	892,2	8277,1	3,8	1169,1	8,70	1,0	7,8	72,0	0,03	10,2
2º Pav	107,4	822,7	7632,4	3,5	1078,1	5,80	0,6	4,8	44,3	0,02	6,3
1º Pav	93,5	716,2	6644,4	3,1	938,5	2,90	0,3	2,1	19,3	0,01	2,7
Térreo	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0
TOTAL	379,0	2903,6	26937,6	12,4	3804,9	TOTAL	2,6	20,2	186,5	0,08	26,4

Fonte: Autor

Figura 54: Solicitações pro caso de vento 90º e 270º

Pavimento	Carga de vento característica F_{pk} (N)					Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kN-m)				
	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3		Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3
	S1	S2	S3	S4	S5		S1	S2	S3	S4	S5
cob.	5399,8	5112,5	196,2	196,2	11,60	62,6	59,3	2,3	2,3	2,3	
3º Pav	10195,8	9653,4	370,4	370,4	8,70	88,7	84,0	3,2	3,2	3,2	
2º Pav	9401,6	8901,4	341,6	341,6	5,80	54,5	51,6	2,0	2,0	2,0	
1º Pav	8184,6	7749,2	297,4	297,4	2,90	23,7	22,5	0,9	0,9	0,9	
Térreo	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
TOTAL	33181,8	31416,5	1205,6	1205,6	TOTAL	229,5	217,4	8,4	8,4	8,4	

Fonte: Autor

No cálculo dos esforços devido ao desaprumo o procedimento é semelhante ao apresentado no item anterior, onde se considera a ação do vento. A mudança ocorre na força horizontal característica utilizada, que neste caso é diferente aquela encontrada para o vento.

Figura 55: Solicitações pro caso de desaprumo em 0° e 180°

Pavimento	Carga de desaprumo F_{des} (N)					Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kN-m)				
	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3		Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3
	S1	S2	S3	S4	S5		S1	S2	S3	S4	S5
cob.	7,7	58,7	544,7	0,3	76,9	11,60	0,09	0,68	6,32	0,0	0,89
3º Pav	7,7	58,7	544,7	0,3	76,9	8,70	0,07	0,51	4,74	0,0	0,67
2º Pav	7,7	58,7	544,7	0,3	76,9	5,80	0,04	0,34	3,16	0,0	0,45
1º Pav	7,7	58,7	544,7	0,3	76,9	2,90	0,02	0,17	1,58	0,0	0,22
Térreo	7,7	58,7	544,7	0,3	76,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00
TOTAL	38,5	293,5	2723,5	1,5	384,5	TOTAL	0,22	1,70	15,8	0,0	2,23

Fonte: Autor

Figura 56: Solicitações pro caso de desaprumo em 90° e 270°

Pavimento	Carga de desaprumo F_{des} (N)				Cota Z (m)	Momento característico na base M_k (kN-m)				
	Grupo 1		Grupo 2			Grupo 3		Grupo 4		
	S1	S2	S3	S4		S1	S2	S3	S4	
cob.	340,8	322,7	12,4	12,4	11,60	3,95	3,74	0,14	0,14	
3º Pav	340,8	322,7	12,4	12,4	8,70	2,96	2,81	0,11	0,11	
2º Pav	340,8	322,7	12,4	12,4	5,80	1,98	1,87	0,07	0,07	
1º Pav	340,8	322,7	12,4	12,4	2,90	0,99	0,94	0,04	0,04	
Térreo	340,8	322,7	12,4	12,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
TOTAL	1704,0	1613,5	62,0	62,0	TOTAL	9,88	9,36	0,36	0,36	

Fonte: Autor

Quanto a flexão simples, partindo do princípio da superposição de efeitos, é possível separar a solicitação da estrutura em dois casos: flexão simples e compressão simples. Desta forma se torna fácil entender o comportamento da estrutura e realizar as combinações de Estado Limite Último, propostas pela ABNT NBR 16868-1:2020. Tais combinações de tensões precisam ser verificadas devendo permanecer abaixo do limite imposto pela resistência do bloco de alvenaria estrutural escolhido.

Os momentos fletores provocados pelo desaprumo e pela ação do vento provocam tensões normais perpendiculares à fiada de alvenaria, e que podem ser encontradas por meio da equação:

$$\sigma = \frac{M_k}{I} * y \quad (39)$$

Onde:

σ : tensão normal característica;

M_k . momento fletor característico.

I: momento de inércia da seção;

y: distância do ponto analisado em relação à linha neutra.

Pela NBR 16868-1 (2020), item 11.1, existem considerações para alvenaria armada e alvenaria não-armada.

As tensões normais causadas pelas forças horizontais de vento são tabeladas e indicadas no apêndice D, enquanto as tensões normais causadas pelo desaprumo são indicadas no apêndice E.

Observa-se que as tensões de desaprumo são muito inferiores às tensões provocadas pelo vento. Para alvenaria é obrigatório considerar efeito do desaprumo no dimensionamento.

4.1.5 Dimensionamento por flexão composta

O dimensionamento da estrutura consiste na escolha do bloco de concreto utilizado no edifício, pontos de grauteamento, além dos detalhes de armaduras verticais e horizontais. Isso é realizado com base na combinação das solicitações atuantes a fim de obter os esforços máximos na alvenaria. Tais combinações são apresentadas na ABNT NBR 16868-1 (2020), que aborda o dimensionamento da alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto.

A verificação quanto a compressão máxima é realizada através de duas combinações. Uma delas admite a carga acidental da laje como sendo a ação principal acidental e o vento como ação secundária. Em outra, a ação principal acidental é decorrente do vento, portanto, a parcela acidental da laje se torna secundária. O limite da resistência característica da parede (f_k) é dado pelo maior valor obtido entre essas duas combinações:

$$\frac{y_{fq} * \psi_0 * Q_{acidental} * y_{fg} * G}{R} + \frac{y_{fq} * Q_{vento} * y_{fg} * G_{des}}{R} \leq \frac{f_k}{y_m} \quad (40)$$

$$\frac{y_{fq} * Q_{acidental} * y_{fg} * G}{R} + \frac{y_{fq} * \psi_0 * Q_{vento} * y_{fg} * G_{des}}{R} \leq \frac{f_k}{y_m} \quad (41)$$

Onde:

$f_k = 0,70 \cdot f_{bk}$: relação entre as resistências de parede (h) e prisma (f_{pk}):

ψ_0 : coeficiente redutor de ações (0,5 para a laje e 0,6 para o vento):

$y_{fq} = y_{fg} = 1,40$: coeficiente majorador das ações:

y_m : coeficiente redutor da resistência de alvenaria;

R: coeficiente redutor devido a esbeltez da parede.

Portanto calcula-se as duas combinações para cada caso de carga em cada uma das situações de vento. Em posse do valor de cálculo das combinações de carga para compressão máxima na seção, com seu valor de resistência da parede, é possível inferir a resistência do prisma e a resistência do bloco.

Adota-se o maior valor de resistência da parede (h) entre os calculados.

Resistência da parede: $f_k =$ maior valor calculado

Resistência do prisma: $f_{pk} = f_k / 0,70$

Resistência do bloco: $f_{bk} = f_k / 0,8$

Ademais, caso a argamassa seja disposta apenas nas extremidades do assentamento do bloco, aumentamos a necessidade de solicitação do bloco em 20% por:

$$f_{bk,final} = f_{bk} / 0,8$$

Um exemplo de aplicação dos conceitos para a edificação estudada, está exposta no apêndice C.

- **Tensões mínimas devido a flexo compressão**

Já no caso das tensões mínimas, temos que a tensão mínima provocada pela flexão da estrutura pode ou não provocar tensões de tração nas paredes. É importante identificar os trechos e sua magnitude. Caso a resistência à tração da argamassa seja menor que este esforço, necessita-se calcular a quantidade de armadura necessária. A tensão mínima é obtida pela equação abaixo, presente na ABNT NBR 16868-1 (2020). Essa norma considera que 90% da carga permanente age no trecho de parede.

$$y_{fd} * Q_{min,vento} + y_{fg} * (G + G_{min,des}) \leq \frac{f_{tk}}{y_m} \quad (42)$$

Após calculada a tensão mínima para um determinado caso de vento, para obter o valor característico da resistência à tração na flexão e analisar se é necessário um não armar essa parede, faz-se o uso da tabela a seguir:

Figura 57: Valores característicos para resistência à tração

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

NOTA: Valores relativos à área bruta

^a Classes P2 e P3, conforme ABNT NBR 13281
^b Classes P4 e P5, conforme ABNT NBR 13281
^c Classes P6, conforme ABNT NBR 13281

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

O resultado de dimensionamento obtido para os quatro casos de vento na edificação está representado nas tabelas do Apêndice F. Nota-se que em alguns trechos de parede o limite de tração (0,20 MPa) – para o caso da utilização de uma argamassa de 4 Mpa - foi excedido e deve ser adicionada armadura vertical para resistir este esforço. Para escolher qual bloco utilizar no pavimento leva-se em consideração as condições de esforço em todas as paredes, admitindo também a possibilidade de grauteamento em algumas delas.

As tabelas contendo os resultados do dimensionamento à compressão dos blocos e os valores de compressão e tração nas subestruturas estão indicadas no apêndice G.

4.1.6 Dimensionamento dos pontos de graute verticais

Seguindo para o dimensionamento nos pontos de graute verticais, temos que a maioria das subestruturas apresentadas nas tabelas anteriores requerem resistência do bloco f_{bk} menor que 4,0 MPa. Dessa forma, opta-se por utilizar essa resistência dos blocos e grauteia-se os pontos onde este valor foi excedido. O valor máximo de compressão ocorre na subestrutura S2 para o caso de vento 90º onde f_{bk} é igual a 4,02 MPa. O procedimento de cálculo dos pontos de graute é exemplificado para a subestrutura S1 quando submetida aos casos de vento 90º e 270º.

A tensão limite do prisma é função da resistência do bloco. Portanto, para blocos de MPa resistência é encontrada de acordo com a equação:

$$f_{pk,lim} = 0,80 * f_{bk} \quad (43)$$

$$f_{pk,lim} = 0,80 * 0,40 = 3,2 \text{ MPa}$$

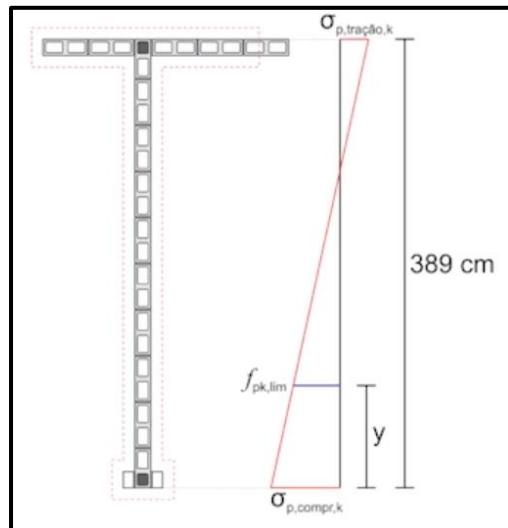
Em trechos onde a tensão do prisma for superior a $f_{pk,lim}$, deve ser adicionado graute nesses blocos para compensar o excesso de tensões.

As tensões de cálculo da compressão na subestrutura são obtidas através da equação abaixo, derivada das combinações de flexo-compressão. Na tabela 27 é apresentado o resumo das tensões da subestrutura. De cada combinação é possível elaborar um diagrama para representar a distribuição de tensões. Uma vez elaborados, os diagramas mostram qual combinação é a crítica, aquela que possui maior comprimento grauteado. O trecho grauteado y pode ser obtido por semelhança entre triângulos, pela expressão:

$$\frac{\sigma_{p,compressão,k1} - \sigma_{p,tração,k1}}{L_{alma,parede}} = \frac{f_{pk,lim} - \sigma_{p,tração,k1}}{L_{alma,parede} - y_1} \quad (44)$$

Onde o diagrama utilizado para a aplicação da expressão é, no geral, dado pela seguinte disposição, que, no caso a seguir, é específico pra S2 no caso de vento a 90°:

Figura 58: Verificação do grauteamento na seção S2 para vento a 90°



Fonte: Autor.

Se tivéssemos uma combinação cuja tensão fosse superior ao limite do prisma, o trecho de comprimento y deveria ser grauteado. Ao preencher um bloco de 4,0 MPa com graute a sua resistência do prisma tem seu valor dobrado.

Exemplificando para a subestrutura S2 no caso de vento a 90°, apresenta-se uma tabela com um resumo de tensões na peça e, em seguida, são calculadas as combinações para flexão composta e, posteriormente, o comprimento y em que seria necessário o grauteamento.

Figura 59: Tensões atuantes na subestrutura S2 para vento a 90°

$\sigma_{tração,k}$ (kN/cm ²)		$\sigma_{compressão,k}$ (kN/cm ²)	
Permanente	Accidental	Permanente	Accidental
$\sigma_{N,perm,k} = 0,0390$	$\sigma_{v,min,k} = -0,0371$	$\sigma_{N,perm,k} = 0,0390$	$\sigma_{v,máx,k} = 0,0226$
$\sigma_{Des,min,k} = -0,0016$		$\sigma_{Des,máx,k} = 0,0010$	
$\sigma_{tração,d} = 1,4 \cdot \sigma_{v,min,k} + 0,90(\sigma_{N,perm,k} + \sigma_{Des,min,k})$		$\sigma_{compr,d} = 1,4 \cdot \sigma_{v,máx,k} + 0,90(\sigma_{N,perm,k} + \sigma_{Des,máx,k})$	
$\sigma_{tração,d} = -0,018$		$\sigma_{compr,d} = 0,068$	

Fonte: Autor.

Simplificando e realizando as combinações de carga:

- Para a combinação 01:

- Lado tracionado

$$\frac{1,4 * \sigma_{N,acid,k} + 2,8 * \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,827 * \sigma_{V,min,k} + 1,827 * \sigma_{Des,min,k}$$

$$\leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\frac{1,4 * 0,0160 + 2,8 * 0,0390}{0,875} + 1,827 * (-0,0226) + 1,827 * (-0,0010)$$

$$\leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\sigma_{P,tração,k} = 0,152 \text{ kN/cm}^2$$

- Lado comprimido

$$\frac{1,4 * \sigma_{N,acid,k} + 2,8 * \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,827 * \sigma_{V,max,k} + 1,827 * \sigma_{Des,max,k}$$

$$\leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\frac{1,4 * 0,0160 + 2,8 * 0,0390}{0,875} + 1,827 * (0,0371) + 1,827 * (0,0016)$$

$$\leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\sigma_{P,compr,k} = 0,318 \text{ kN/cm}^2$$

- Comprimento de graute

$$\frac{\sigma_{p,compressão,k1} - \sigma_{p,tração,k1}}{L_{alma,parede}} = \frac{f_{pk,lim} - \sigma_{p,tração,k1}}{L_{alma,parede} - y_1}$$

$$\frac{0,318 - 0,152}{389} = \frac{0,320 - 0,152}{389 - y_1}$$

$$y_1 = -4,38 \text{ cm}$$

- Para a combinação 02:

- Lado tracionado

$$\frac{2,8 * \sigma_{N,acid,k} + 2,8 * \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,120 * \sigma_{V,min,k} + 1,827 * \sigma_{Des,min,k}$$

$$\leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\frac{1,4 * 0,0160 + 2,8 * 0,0390}{0,875} + 1,120 * (-0,0226) + 1,827 * (-0,0010) \leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\sigma_{P,tração,k} = 0,212 \text{ kN/cm}^2$$

o Lado comprimido

$$\frac{2,8 * \sigma_{N,acid,k} + 2,8 * \sigma_{N,perm,k}}{R} + 1,120 * \sigma_{V,max,k} + 1,827 * \sigma_{Des,max,k} \leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\frac{2,8 * 0,0160 + 2,8 * 0,0390}{0,875} + 1,120 * (0,0371) + 1,827 * (0,0016) \leq 0,7 * \sigma_{P,tração,k}$$

$$\sigma_{P,compr,k} = 0,358 \text{ kN/cm}^2$$

o Comprimento de graute

$$\frac{\sigma_{p,compressão,k1} - \sigma_{p,tração,k1}}{L_{alma,parede}} = \frac{f_{pk,lim} - \sigma_{p,tração,k1}}{L_{alma,parede} - y_1}$$

$$\frac{0,315 - 0,212}{389} = \frac{0,320 - 0,152}{389 - y_2}$$

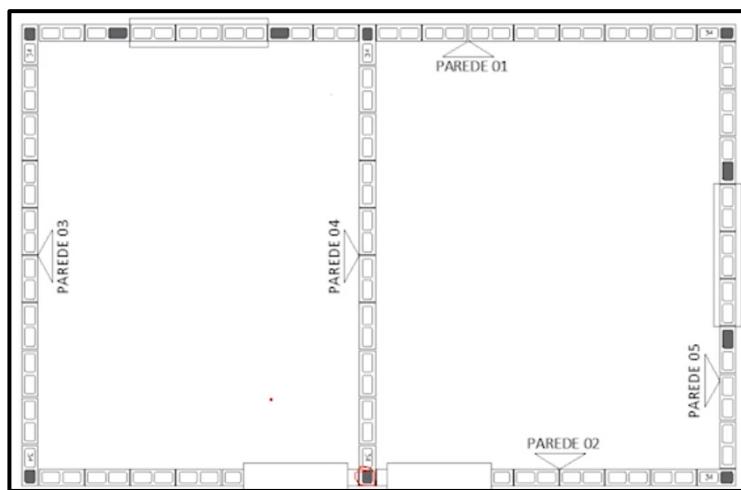
$$y_2 = -19,1 \text{ cm}$$

Portanto, como os comprimentos de graute são negativos, não será necessário grauteamento para a subestrutura S2 no caso de vento a 90º. Caso o comprimento fosse positivo, grautearíamos o bloco, com parte mínima grauteada como sendo meio bloco e, também, seria necessária a realização do ensaio de prisma cheio.

O procedimento é repetido nas demais subestruturas do pavimento para cada caso de vento e são calculados os seus comprimentos grauteados. Os resultados são apresentados nas tabelas do apêndice G.

A figura mostra os pontos de graute no pavimento em geral. neste edifício construtivo, adicionado nas amarrações de paredes e aberturas de portas e janelas fornece resistência suficiente a compressão do prisma. Nenhuma subestrutura demandou pontos grauteados adicionais.

Figura 60: Pontos de grauteamento em planta



Fonte: Autor.

4.1.7 Armadura vertical de tração

Para a armadura vertical de tração, temos que a ABNT NBRI 6868 trata sobre alvenaria armada no item 1 1.5.3. Em algumas subestruturas podem ocorrer tensões de tração superiores ao resistido pela e. portanto. Há necessidade de acrescentar armadura vertical para combate à tração. No projeto de elementos com alvenaria armada submetidos a tensões normais admitem-se as seguintes hipóteses:

- As tensões são proporcionais às deformações;
- As seções permanecem planas depois da deformação;
- Há aderência perfeito entre o aço e a alvenaria;
- Resistência de alvenaria tração é nula (cálculo na flexão);
- Limite máximo encurtamento da alvenaria limita-se em 0.35%;
- Limite máximo de alongamento do aço limitado em 1
- Tensão no aço limitada a da tensão de escoamento.

A hipótese acima descrita proporciona taxas de armaduras maiores que as caso não houvesse limitação na tensão do aço. Em outras palavras, pode-se entender que essa ilimitação propicia momentos resistentes de cálculo consideravelmente inferiores aos realmente existentes. Esta limitação também pode ser considerada uma camada extra de segurança no dimensionamento à flexão. Como a quantidade de vigas em alvenaria é limitada. o consumo de aço quando se pensa no universo de obras nacionais é também

limitado. portanto essa precaução não tem impacto do ponto de vista de economia. É possível que em normas futuras o limite imposto seja eliminado Parsekian (2012).

Vimos anteriormente que a subestrutura S2 está sujeita a um esforço de tração superior ao resistido pela argamassa e, portanto, devemos calcular a armadura vertical necessária para esta situação. A distribuição de tensões ao da subestrutura está indicada na figura abaixo e, também, o cálculo da estrutura.

A distância x da linha neutra até o bordo mais tracionado pode ser encontrado por uma simples relação de triângulos

$$\frac{x}{\sigma_{tração,d}} = \frac{L}{\sigma_{tração,d} + \sigma_{compressão,d}} \quad (45)$$

$$\frac{x}{\sigma_{tração,d}} = \frac{L}{0,018 + 0,068}$$

$$x = 82,79 \text{ cm}$$

- Calculando a resultante de tração na alma:

$$R_{alma} = \frac{\sigma_{tração,d} * A_{alma}}{2} \quad (46)$$

$$R_{alma} = \frac{0,018 * (82,79 \times 14)}{2}$$

$$R_{alma} = 10,61 \text{ kN}$$

- Calculando da área de aço necessária:

$$A_s = \frac{R_{tração,d}}{f_s} = \frac{1,61}{0,5 * 43,5}$$

$$A_s = 0,490 \text{ cm}^2$$

A armadura longitudinal de combate à tração nas paredes de contraventamento, se necessária, não deve ser menor que da área da seção transversal. Na ABNT NBR16868-1 (2020) não está claro qual seção transversal deve ser considerada, se é da região tracionada ou da subestrutura inteira, chega-se à conclusão que a consideração da área transversal inteira da subestrutura resulta em valores muito elevados de armadura mínima, devendo assim, utilizar no cálculo da armadura mínima a área da região tracionada.

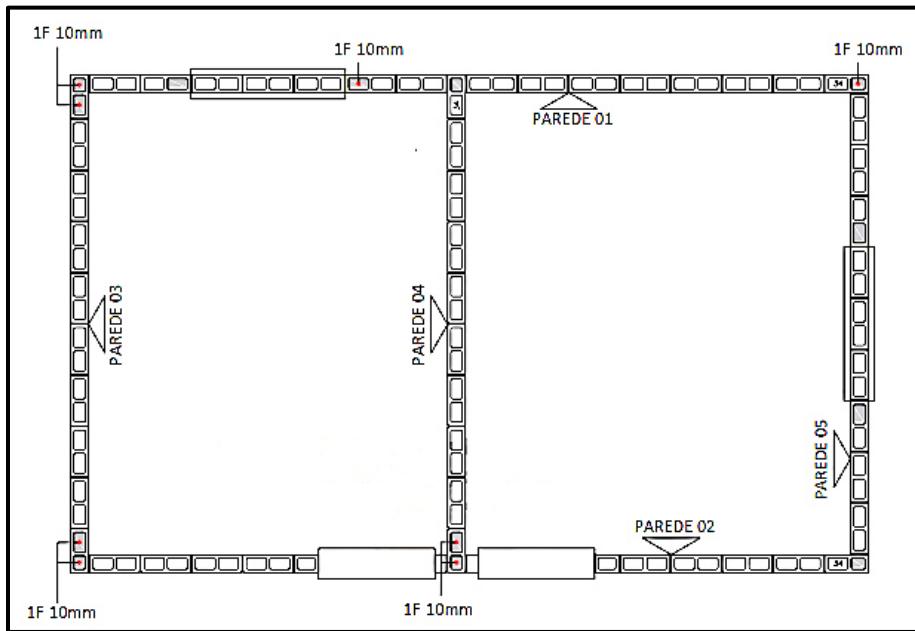
$$A_{s,mín} = 0,10\% * A_{alma,tracionada} \quad (47)$$

$$A_{s,mín} = 0,001 * 14 * 10,61 = 1,16 \text{ cm}^2$$

Os resultados de armadura transversal, para combater os casos de tração superiores f_{tk} resistente da argamassa 0,020 kN/cm², estão indicados nas tabelas do apêndice H.

Além dos pontos de graute para aumentar a resistência a compressão da figura pode-se observar outros pontos onde serão colocadas as armaduras de tração. As barras de aço utilizadas possuem todos diâmetro de 10 mm e estão dispostas uma barra por septo do bloco.

Figura 61: Pontos de disposição de armadura



Fonte: Autor

4.1.8 Verificação da resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento segue o critério de resistência de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$) existindo uma parcela inicial da resistência devida à aderência que é aumentada em função do nível de pré-compressão Parsekian (2012). O valor da resistência ao cisalhamento é função da argamassa utilizada no projeto, pois influencia na resistência inicial $\mu\sigma$, e do nível de pré-compressão da alvenaria, no qual adota-se coeficiente atrito μ igual a 0,5. O cisalhamento na alvenaria é o escorregamento nas juntas.

Os valores característicos de resistência ao cisalhamento f_{vk} seguem apresentados na tabela da sequência, em função da resistência média de compressão da argamassa.

Figura 62: Resistência ao cisalhamento

Resistência cisalhamento	Resistência média de compressão (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,50 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,50 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,50 \sigma \leq 1,7$

Fonte: Autor

Raramente se utiliza a primeira faixa (abaixo de 4 MPa). A mais utilizada é a de 3,5 e 7,0 MPa.

Na ABNT NBR 16868-1:2020 temos que para a tensão de pré-compressão c , considera-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficientes de segurança igual a 0,9 (ação favorável).

Para exemplificar o cálculo do cisalhamento na base do edifício, utiliza-se o trecho PX1 da subestrutura SI sujeita ao caso de vento 0º. O comprimento de cisalhamento L_{cis} por trecho de parede é observado nas imagens previamente apresentadas.

A força horizontal é proveniente do vento e do desaprumo, portanto:

$$F_p = F_{pk} + F_{des} \quad (48)$$

$$F_p = 379 + 38,5 = 417,5 \text{ (para S1)}$$

Para a faixa entre 3,5 e 7,0 Mpa, temos:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 * \sigma_{N,perm,k}$$

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 * 0,303 = 0,2863 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} = \frac{y_f * F_p}{L_{cis} * e_{bloco}} \quad (49)$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 * 0,4175}{94 * 14} = 0,0044 \text{ MPa}$$

Devido ao efeito de simetria, o no sentido do vento 0º é igual ao vento 180º, o mesmo ocorre para a direção perpendicular 90º e 270º

Em raríssimos casos, pode ser necessária armadura de cisalhamento na parede. Para isso, o cálculo segue, porém, no nosso caso não foi necessário.

$$A_{sw} = \frac{(V_d * V_a) * S}{f_s * d} \quad (50)$$

Onde:

V_d : força cortante de cálculo

V_a : força cortante absorvida pela alvenaria ($f_{vd} * b * d$):

S: espaçamento da armadura:

f_s : máxima tensão do aço ($f_s = 0,5 f_{yd}$);

d: altura útil da seção.

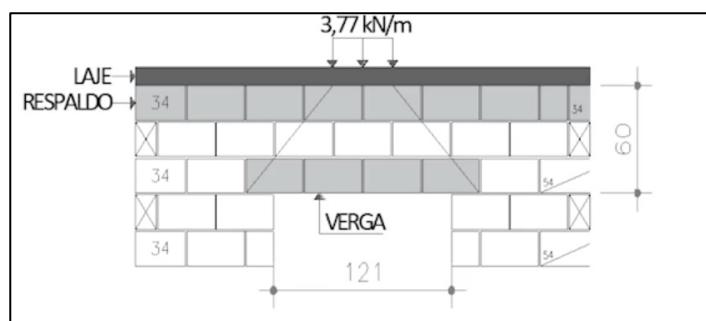
4.1.9 Dimensionamento de vigas, vergas e cargas concentradas

As armaduras das vergas devem sempre ser dimensionadas, enquanto que, na contraverga, a armadura é construtiva, geralmente composta por uma barra de mm ou uma treliça espacial. Tal processo deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 16868-1 (2020). Para dimensionamento, tomaremos como exemplo a janela do exemplo apresentado.

As áreas que influenciam na carga da verga estão ilustradas nas Figuras, e são utilizadas para calcular a parcela de peso próprio da verga.

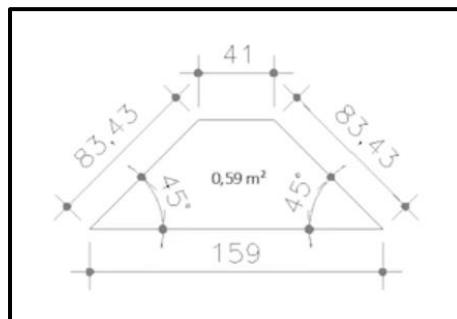
A carga que chega na verga é a carga vertical total, considerando a flexão composta.

Figura 63: Representação da verga a ser dimensionada



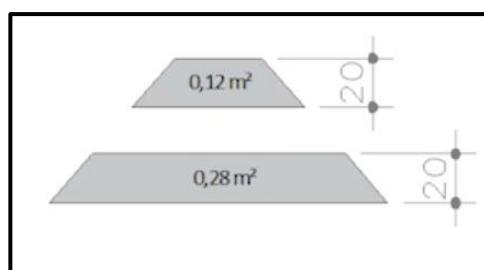
Fonte: Autor.

Figura 64: Área para cálculo do peso próprio da alvenaria



Fonte: Autor.

Figura 65: Área para cálculo do peso do graute



Fonte: Autor.

Para realizar o dimensionamento, temos que ter em vista que o vão efetivo da verga é o vão da parede somado ao comprimento de ancoragem da verga, que usualmente usa-se meio bloco para cada lado. Além disso sabemos que a espessura da verga é de aproximadamente 14 cm (a favor da segurança), caso a análise a ser feita fosse mais rigorosa, subtraia-se as espessuras da parede do bloco e, ademais, a altura útil da verga, ou seja, a altura subtraída do cobrimento, é de 15cm. Portanto:

$$l_{v\tilde{a}o} = 1,21 + 0,095 + 0,095 = 1,40 \text{ m};$$

$$b = 14 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm (altura útil)}$$

Primeiramente calcula-se o carregamento atuante nessa verga:

- Reação da laje:

$$R_{laje} = \frac{3,77 * 0,41}{1,59} = 0,97 \frac{kM}{m}$$

- Peso próprio da alvenaria:

$$P_{\text{próprio}} = \frac{(0,59 * 0,14 * 15)}{1,59} = 0,78 \frac{kN}{m}$$

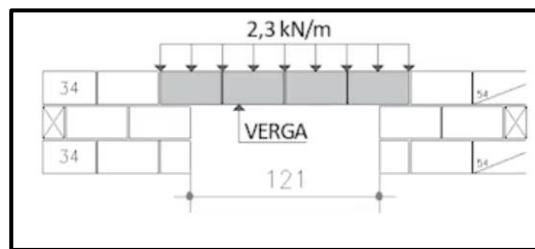
- Peso do graute:

$$Pg = \frac{0,40 * 0,14 * 25}{1,59} = 0,88 \frac{kN}{m}$$

- Carregamento total

$$q = R_{\text{laje}} + Pp + Pg = 2,63 \frac{kN}{m}$$

Figura 66: Carga que age na verga da janela



Fonte: Autor

Posteriormente, calculam-se os esforços:

- Momento fletor:

$$M_d = y_f * \frac{q * l_{\text{vão}}^2}{8} = 0,902 \text{ kN.m} \quad (51)$$

O bloco utilizado possui $f_{bk} = 4,0 \text{ MPa}$, e a relação do prisma foi obtido da tabela “Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C (NBR 6136:2016)”, apresentada nas aulas de compressão simples.

$$\frac{f_{pk}}{f_{bk}} = 0,8 \text{ e } \frac{f_{pk*}}{f_{pk}} = 2,0$$

Portanto,

$$f_{pk} = 0,8 * f_{bk} = 0,8 * 4,0 = 3,2 \text{ MPa}$$

$$f_{pk*} = 2,0 * f_{bk} = 2,0 * 3,2 = 6,4 \text{ MPa}$$

$$f_k = 0,7 * f_{pk} = 0,7 * 3,2 = 4,48 \text{ MPa}$$

- Cálculo da seção balanceada (limite entre domínio 3 e domínio 4)

$$x = 0,628 * d = 9,4 \text{ cm}$$

- Momento máximo na seção:

$$M_{d,\max} = 0,40 * f_d * b * d^2 \quad (46)$$

$$M_{d,\max} = 0,40 * \left(\frac{4480}{2,0}\right) * 0,14 * 0,15$$

$$M_{d,\max} = 2,82 \text{ kN.m}$$

- Verificação

$$M_d < M_{d,max}; 0,902 < 2,82$$

- Altura da linha neutra:

$$M_d = f_d * 0,8 * x * b * (d - \frac{y}{2}) \quad (52)$$

$$0,902 = \frac{4480}{2,0} * 0,8 * x * 0,14 * \left(10 - \frac{0,8 * x}{2}\right)$$

$$x = 0,0257 \text{ m}$$

- Braço de alavanca

$$z = \left(d - \frac{0,8*x}{2}\right) = \left(10 - \frac{0,8*0,0257}{2}\right) \quad (52)$$

$$z = 0,1397 \text{ m}$$

- Armadura calculada

$$A_{s,calc} = \frac{M_d}{0,5 * f_{yd} * z} \quad (53)$$

$$\frac{0,902}{0,5 * \frac{50}{1,15} * 0,1397}$$

$$A_{s,calc} = 0,30 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,10\% * b * d = 0,10\% * 0,14 * 0,15$$

$$A_{s,min} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Portanto, a armadura adotada será 1 barra de 6,3 mm, porém, com o objetivo de padronizar o projeto, é considerado uma boa prática de projeto utilizar 1 barra de 10 mm.

No cisalhamento em vergas, a ruptura por cisalhamento ocorre de maneira frágil e usualmente por tração da diagonal. O deslocamento antes da ruptura é pequeno, sem aviso prévio (não é dúctil).

Nos resultados de ensaios experimentais, o comportamento de uma viga de alvenaria armada, com seção totalmente grauteada, é semelhante ao do concreto armado. Quanto maior for a relação entre o vão e a altura da viga, menor será a resistência ao cisalhamento.

O aumento da armadura de flexão também contribui para o aumento de resistência ao esforço cortante. Em vigas de maior vão, pode ocorrer o chamado efeito arco próximo aos apoios, com a armadura de flexão funcionando como um tirante e parte dos esforços encaminhando para o apoio por compressão.

Armadura de cisalhamento:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) * s}{0,5 * f_{yd} * d} \quad (54)$$

Onde:

$V_a = f_{vd} * b * d$: é a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria;

f_{vd} : é o valor da cortante de cálculo:

s : é o espaçamento da armadura de cisalhamento.

Espaçamento

$$s \leq 0,5 * d$$

$$s \leq 30 \text{ cm}(vargas) \text{ ou } s \leq 60 \text{ cm}(paredes)$$

Armadura transversal mínima (quando necessária)

$$A_{sw,min} = 0,05\% * b * s \quad (55)$$

O dimensionamento por cisalhamento em conforme a ABNT NBR 16868-1 (2020), peças de alvenaria estrutural submetidas a flexão com armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento e envoltas por graute, devem ser calculadas da seguinte maneira:

Cortante máximo:

$$V_{k,max} = \frac{q * l_{v\ddot{a}o}}{2} \quad (52)$$

$$\frac{2,63 * 1,40}{2}$$

$$V_{k,max} = 1,84 \text{ kN}$$

Momento máximo característico:

$$M_{k,max} = \frac{q * l_{v\ddot{a}o}^2}{8} \quad (53)$$

$$\frac{2,63 * 1,40^2}{8}$$

$$M_{k,max} = 0,64 \text{ kN.m}$$

Resistência característica ao cisalhamento

$$f_{vk} = 0,35 * 17,5 * p \leq 0,7 \text{ MPa}$$

Onde:

$$p = \frac{A_s}{b * d} \text{ é a taxa de armadura;}$$

A_s é a área da armadura principal da flexão

Para a armadura de 6,3 mm, $A_s = 0,32 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{A_s}{b * d} = \frac{0,32}{14 * 15} = 0,00152$$

$$f_{vk} = 0,35 * 17,5 * 0,00152$$

$$f_{vk} = 377 \text{ kN/m}^2$$

Em vigas de alvenaria estrutural bi apoiadas ou em balanço, a resistência característica ao cisalhamento pode ser multiplicada pelo fator

$$\left(2,5 - 0,25 - \frac{M_{k,max}}{V_{k,max} * d} \right)$$

$$\left(2,5 - 0,25 - \frac{0,64}{1,84 * 0,15} \right) = 1,917$$

Logo:

$$f_{vk2} = f_{vk} * 1,917 = 722,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Tensão solicitante de cisalhamento

$$\tau_{sd} = \frac{(1,4 * V_{k,max})}{b * d} \quad (54)$$

$$\tau_{sd} = \frac{(1,4 * 1,84)}{0,14 * 0,15} = 122,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Verificação

$$\tau_{sd} < \frac{f_{vk}}{y_m} \quad (55)$$

$$122,73 < \frac{722,58}{2,00}$$

$$122,73 < 361,29$$

Nota-se na verificação ao cisalhamento que há uma grande margem de segurança em relação a armadura adotada na verga. Como as reações provenientes da laje são semelhantes e não ocorrem acréscimos significativos de carga vertical nos demais trechos com abertura, iremos dimensionar todas as vergas com I barra de 6,3mm. Em casos onde esforço solicitante é maior que o resistente se faz necessário o uso de armadura de cisalhamento paralela à direção de atuação da força cortante. Tal armadura é determinada por:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) * s}{0,5 * f_{yd} * d} \quad (56)$$

onde:

$V_a = f_{vd} * b * d$: é a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria;

$V_d = 1,4 * V_{k,max}$: é o valor da cortante de cálculo;

s: é o espaçamento da armadura de cisalhamento;

Em nenhum caso admite-se espaçamento s maior que 50% da altura útil. No caso de vigas de alvenaria esse limite não pode superar 30 cm.

Já a verificação das cargas concentradas se dá, por exemplo, quando precisamos apoiar uma viga sobre a alvenaria estrutural, como vigas de escada ou vigas para sustentar sacadas. Sua verificação é realizada pela ABNT NBR 16868.

Com o objetivo de exemplificar a verificação, iremos assumir que viga de 10x30cm apoioando 7cm dentro do topo de uma parede executada com blocos cerâmicos de 6,0Mpa (ultima fiada executada com canaletas grauteadas) é solicitada por uma carga de 20kN.

Onde:

$$b = 10\text{cm} \text{ (largura da viga)}$$

$$a = 7\text{cm} \text{ (quanto entra na alvenaria)}$$

$$P = 20\text{kN} \text{ (carga)}$$

$$f_{bk} = 6\text{MPa}$$

$$f_{pk} = 3\text{MPa}$$

$$f_{pk2} = 6\text{MPa} \text{ (prisma cheio)}$$

$$k = 12$$

Solicitação de contato

$$\sigma_d = 1,4 * \frac{P}{b * a} = 4 \text{ MPa} \quad (57)$$

Resistência

$$\sigma_d = 1,2 * k * \frac{f_{pk2}}{2} = 3,6 \text{ MPa} \quad (58)$$

Como a solicitação de contato é maior que a resistência, é vital que se concrete a região que recebe a viga de madeira ou apoie melhor a viga na alvenaria, dessa forma, distribuindo melhor as tensões.

4.1.10 Resumo estrutural

São apresentadas as plantas de 1^a e 2^a fiadas, elevações das paredes, pontos graute e detalhamento das armaduras no pavimento térreo, onde foi utilizado blocos com classe de resistência 4,0 MPa.

Vale a pena destacar que em um projeto de edifício em alvenaria estrutural, todos esses desenhos e a classe resistência do bloco são especificados para cada pavimento.

É provável que nos pavimentos acima do térreo se possa diminuir os pontos de graute e a quantidade de armadura vertical, embora a classe de resistência do bloco se mantenha 4 MPa, que é o mínimo comercializado.

Os desenhos com plantas e detalhamentos que são necessários para a execução da obra são apresentados nas pranchas do apêndice I.

4.1.11 Verificação da estabilidade global da estrutura

O valor das propriedades elásticas da alvenaria pode ser obtido de acordo com a tabela abaixo, reproduzida da ABNT NBR 16868-1 (2020).

$$V_k = 1,4 * V_{k,max} \quad (59)$$

Figura 67: Propriedades para estabilidade global

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	800 f_{pk}	16 GPa
Coeficiente de Poisson	0,20	-

Fonte: Autor

O módulo de deformação longitudinal é função da resistência do prisma e limitado em

16000 MPa. Como o bloco adotado pertence a classe de resistência 4,0 MPa, o módulo de

deformação é obtido da seguinte maneira:

$$f_{bk} = 4,00 \text{ MPa} = 0,40 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{bk} = 0,8 * f_{bk} = 0,40 * 0,80 = 0,32 \frac{kN}{cm^2}$$

$$E_{alvenaria} = 800 * f_{pk} = 256 \frac{kN}{cm^2} = 2560 \text{ MPa}$$

A análise de estabilidade é realizada em função do deslocamento obtido nos chamados 'trens de paredes', modelados no software Ftool. Esses trens de paredes, ilustrados na sequência, correspondem às subestruturas de contraventamento, submetidos as cargas horizontais e verticais de cada pavimento. Tais cargas devem ser majoradas pelo coeficiente y; (devido as ações).

O modelo do trem de paredes elaborado no Ftool considera as propriedades geométrica de cada seção de subestrutura, isto é, as áreas e os momentos de inércia. No modelo, as barras verticais representam as subestruturas de contraventamento cujo módulo de deformação longitudinal já foi calculado, $E_{alvenaria}$. As barras horizontais representam as lajes do edifício, cujo comportamento estrutural é de um diafragma rígido. Para simular melhor este comportamento das lajes, foram inseridas barras rígidas articuladas em suas extremidades.

Uma simplificação de cálculo que pode ser realizada consiste em distribuir igualmente o peso do pavimento entre as subestruturas analisadas. Isto pode ser feito sem grandes interferências ao deslocamento horizontal do trem de paredes.

A seguir são obtidos os valores de carga vertical que irão atuar no modelo do Ftool, em todos os casos analisados.

- Carga vertical

$$P_{tot,pav} = Total_{G1,pav} + Total_{G2,pav} + Total_{G3,pav}$$

$$P_{tot,pav} = 86,07 + 183,85 + 49,41$$

$$P_{tot,pav} = 319,33 \frac{kN}{pav}$$

$$P_d = \frac{y_f * P_{tot,k}}{n_{sub}} \quad (60)$$

Onde:

$P_{tot,k}$ é a carga total no pavimento k;

n_{sub} é o número de subestruturas do modelo

y_f é o majorador das cargas.

- Para o caso de vento de 0º e 180º

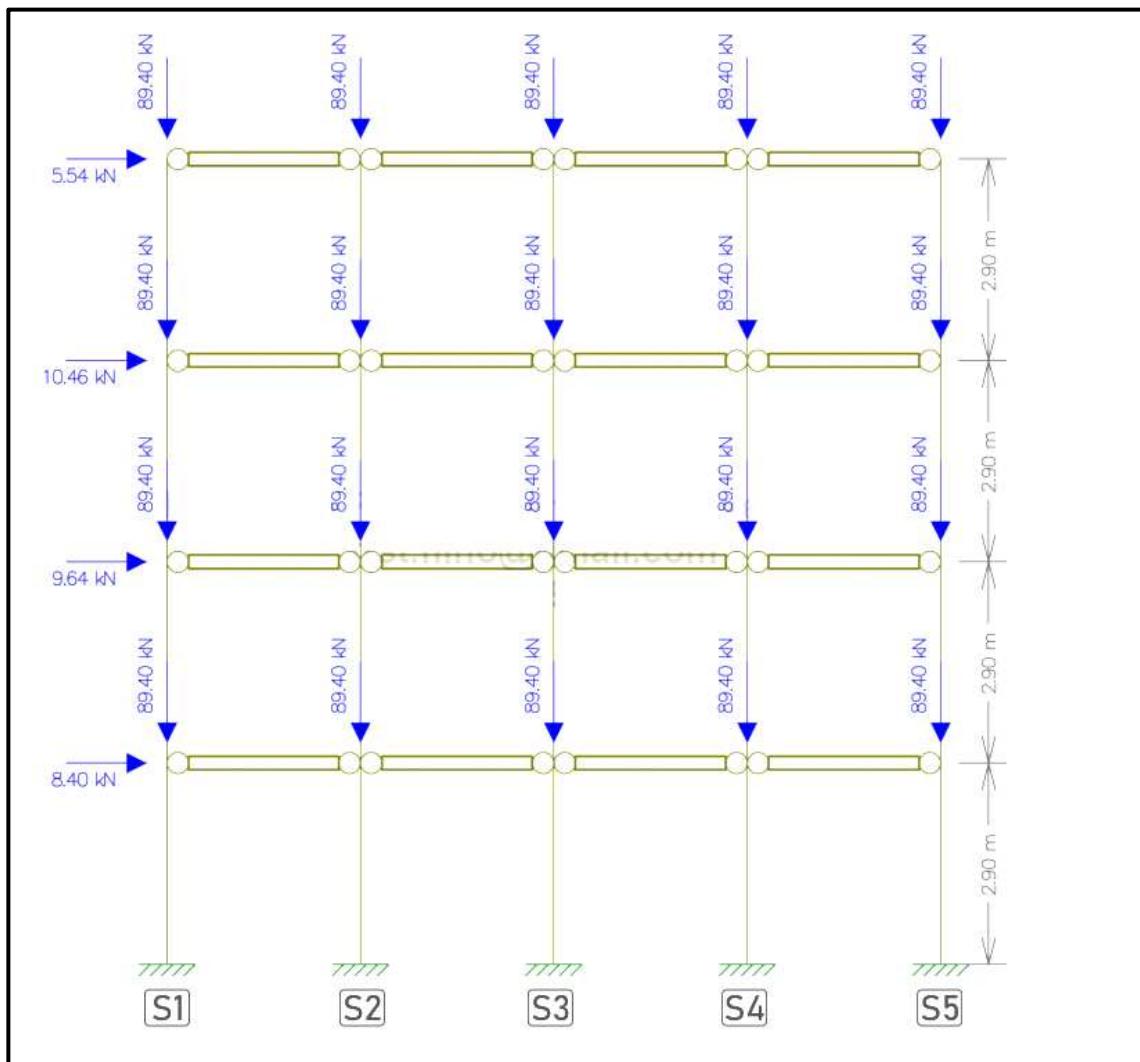
$$P_d = \frac{1,4 * 319,33}{5} = 89,4 \text{ kN/pav/sub}$$

- Para o caso de vento de 90º e 270º

$$P_d = \frac{1,4 * 319,33}{4} = 111,8 \text{ kN/pav/sub}$$

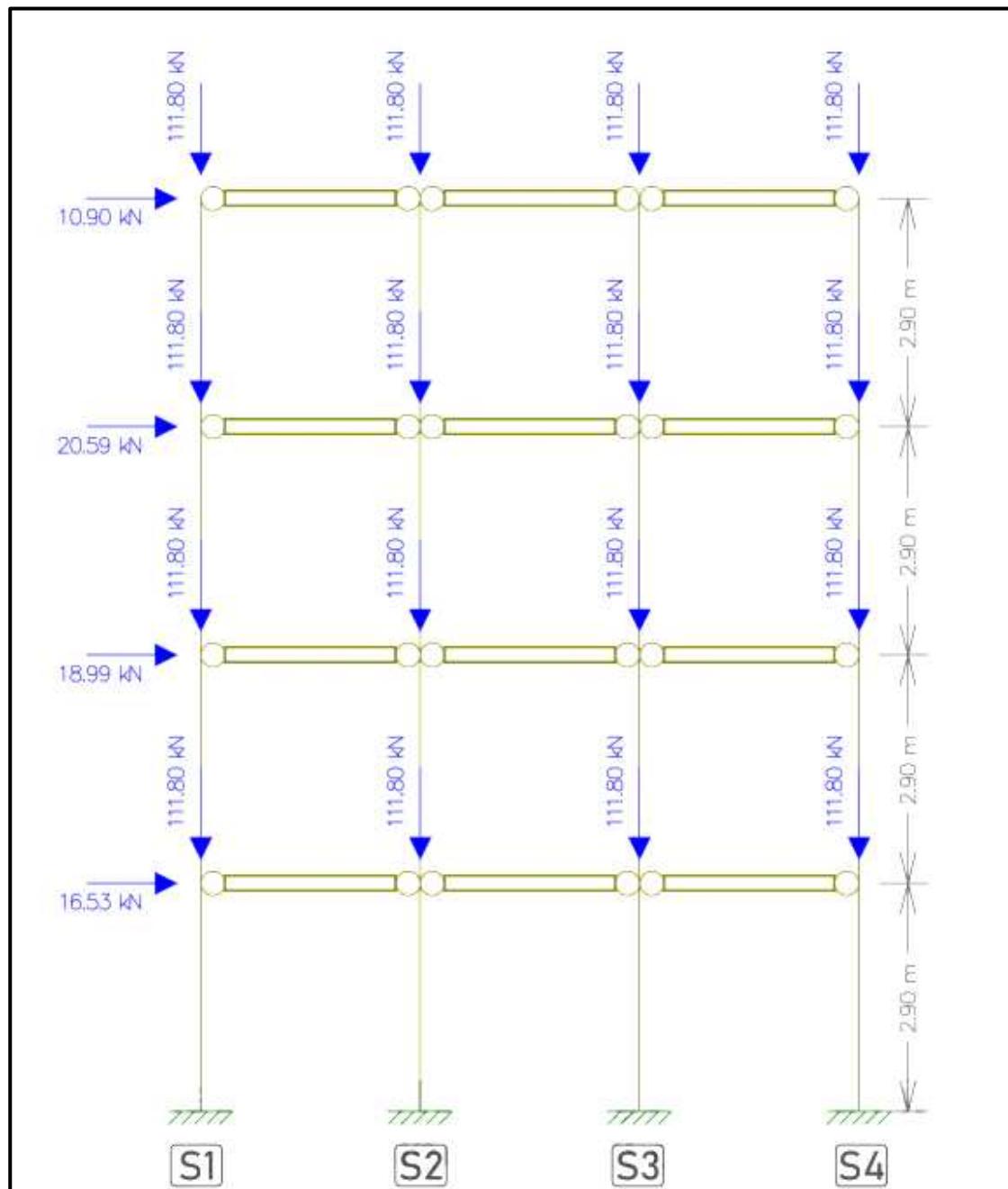
Ao aplicar o carregamento, obtém-se os deslocamentos horizontais necessários para o cálculo do gama z.

Figura 68: Pórtico carregado ELU para vento 0° e 180°



Fonte: Autor.

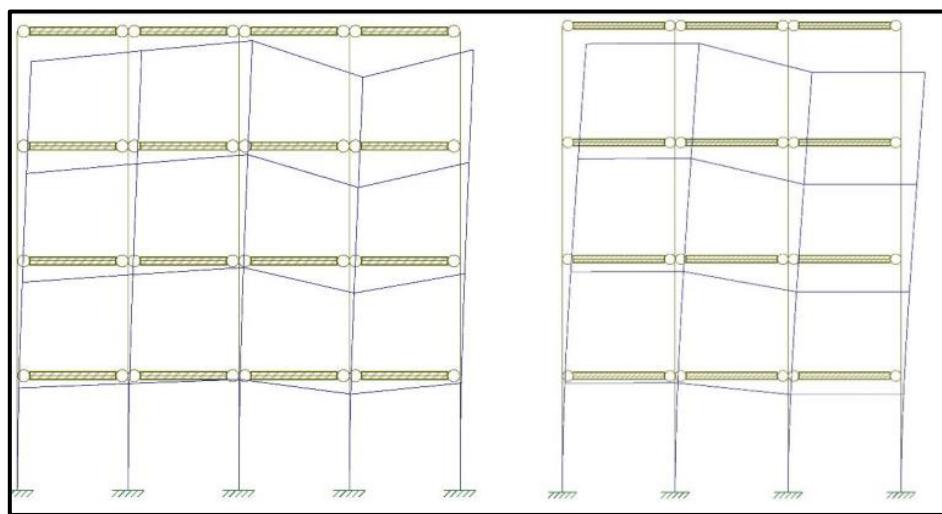
Figura 69: Pórtico carregado ELU para vento 90° e 270°



Fonte: Autor.

Ao processar a estrutura no software Ftool, teremos as seguintes disposições de deslocamentos, sendo possível obter o deslocamento vertical e horizontal para cada ponto da estrutura.

Figura 70: Deslocamentos ELU



Fonte: Autor.

O valor de deslocamento horizontal em cada pavimento do edifício, nas duas direções e é observado nas tabelas abaixo. Nota-se que os valores calculados do gama z são muito baixos, característicos de estruturas muito rígidas.

Figura 71: Deslocamentos e coeficiente gamma z: vento 0º e 180º

Pav	Z (m)	F _d (kN)	M _d (kN·m)	G _{pav.} (kN)	G _{dpav} (kN)	Ftool d (mm)	ΔM _{ld} (kN·m)	Gamma-z
Cob	11,60	5,54	64,26	319,33	447,06	1,81	0,81	
3.º Pav	8,70	10,46	91,00	319,33	447,06	1,21	0,54	
2.º Pav	5,80	9,64	55,91	319,33	447,06	0,63	0,28	
1.º Pav	2,90	8,40	24,36	319,33	447,06	0,19	0,08	
Térreo	0,00	0,00	0,00	319,33	447,06	0,00	0,00	
Soma			235,54				1,72	1,007

Fonte: Autor.

Figura 72: Deslocamentos e coeficiente gamma z: vento 0° e 180°

Pav	Z (m)	F_d (kN)	M_{1d} (kN-m)	G_{pav} (kN)	G_{pav} (kN)	$Ftool_d$ (mm)	ΔM_{1d} (kN-m)	Gamma-z
Cob	11,60	10,90	126,44	319,33	447,06	2,11	0,94	
3. ^o Pav	8,70	20,59	179,13	319,33	447,06	1,40	0,62	
2. ^o Pav	5,80	18,99	110,14	319,33	447,06	0,74	0,33	
1. ^o Pav	2,90	16,53	47,94	319,33	447,06	0,22	0,10	
Térreo	0,00	0,00	0,00	319,33	447,06	0,00	0,00	
Soma			463,65				1,99	1,004

Fonte: Autor.

Onde:

F_d é a força do vento

M_{1d} é o momento de primeira ordem

G_{pav} é a carga de um pavimento

$Ftool_d$ é o deslocamento obtido no Ftool

ΔM_{1d} é o momento de segunda ordem

$$y_z = \frac{1}{(1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}})} \quad (61)$$

Diante disso, temos uma estrutura com $y_z < 1,1$ para os 4 casos de vento da estrutura, sendo caracterizada como uma estrutura indeslocável e sendo possível desconsiderar os efeitos de 2^a ordem.

4.1.12 Verificação dos deslocamentos para o ELS

Para a verificação do Estado Limite de Serviço – ELS, cabe realizar o mesmo procedimento de cálculo utilizado para o cálculo do gama z, entretanto, carregando o pórtico com a combinação frequente do caso estudado, portanto teremos novos valores de cálculo:

Carga vertical:

$$P_{tot,pav} = Total_{G1,pav} + Total_{G2,pav} + Total_{G3,pav} \quad (62)$$

$$P_{tot,pav} = 68,83 + 129,78 + 39,10$$

$$P_{tot,pav} = 237,71 \frac{kN}{pav}$$

$$F_{gi,k} = \frac{P_{g,k}}{n_{sub}} \quad (63)$$

Onde:

$F_{gi,k}$ é a carga permanente que carrega o trem de paredes;

n_{sub} é o número de subestruturas do modelo

$P_{g,k}$ é a carga total permanente característica do pavimento

- Para o caso de vento de 0º e 180º

$$F_{gi,k} = \frac{237,71}{5} = 47,54 \text{ kN/pav/sub}$$

- Para o caso de vento de 90º e 270º

$$F_{gi,k} = \frac{237,71}{4} = 59,42 \text{ kN/pav/sub}$$

Em seguida é possível calcular a força horizontal que solicita o trem de paredes é encontrada multiplicando os valores de pelo coeficiente $\varphi = 0,30$ devido ao vento. Os resultados estão presentes nas tabelas, onde é a força horizontal age no trem de paredes.

Figura 73: Força horizontal que solicita o trem caso 0° e 180°

Pav	Z (m)	F_{qik} (N)	ΨF_{qik} (kN)
Cob	11,60	5539,09	1,66
3.º Pav	8,70	10458,76	3,14
2.º Pav	5,80	9644,11	2,89
1.º Pav	2,90	8395,68	2,52
Térreo	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor

Figura 74: Força horizontal que solicita o trem caso 90° e 270°

Pav	Z (m)	F_{qik} (N)	ΨF_{qik} (kN)
Cob	11,60	10904,71	3,27
3.º Pav	8,70	20590,00	6,18
2.º Pav	5,80	18986,20	5,70
1.º Pav	2,90	16528,45	4,96
Térreo	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor

Posteriormente, calcula-se ação característica secundária, a qual tem cálculo semelhante ao do $F_{gi,k}$, porém, utiliza-se a carga acidental do grupo de paredes.

$$P_{q,k} = Total_{G1,pav} + Total_{G2,pav} + Total_{G3,pav} \quad (61)$$

$$P_{q,k} = 17,25 + 54,07 + 8,62$$

$$P_{q,k} = 79,94 \frac{kN}{pav}$$

$$\varphi_2 * F_{gi,k} = \varphi_2 * \frac{P_{q,k}}{n_{sub}} \quad (62)$$

Onde:

$F_{gi,k}$ é a parcela da carga vertical devido as ações acidentais que carrega o trem de parede;

$P_{q,k}$ é a carga vertical acidental por pavimento;

$$\varphi_2 = 0,30 \text{ (edifício residencial)}$$

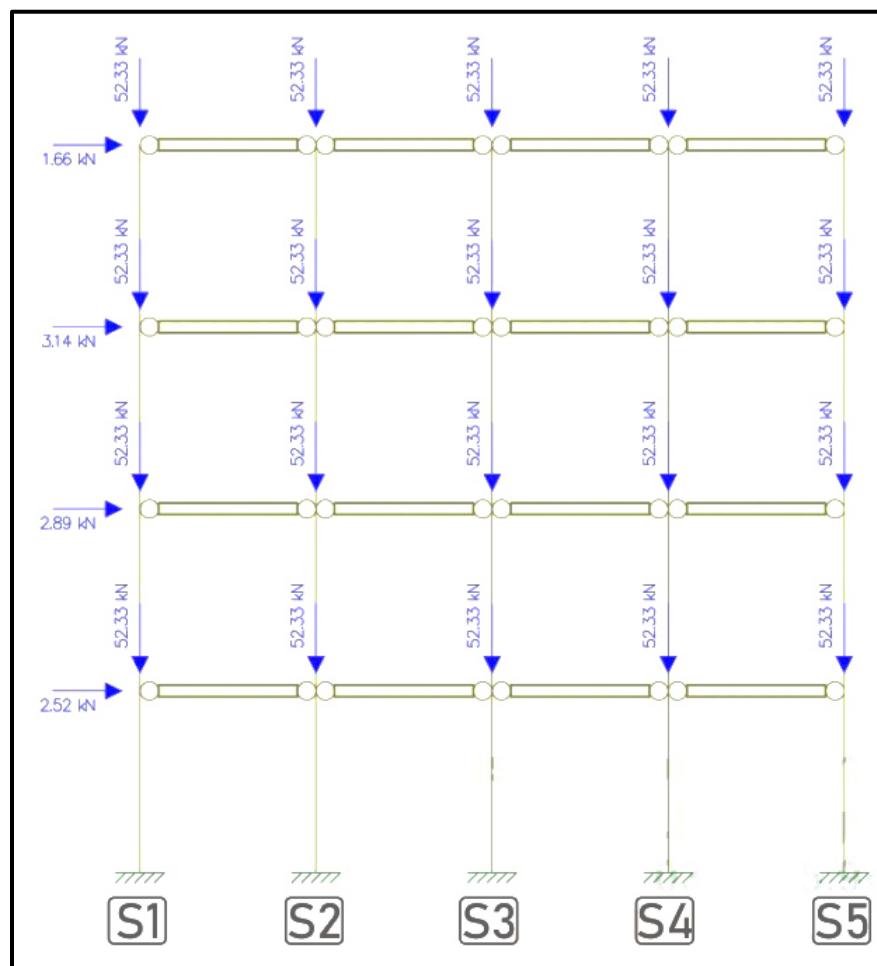
- Casos de vento 0° e 180°

$$\varphi_2 * F_{gi,k} = \varphi_2 * \frac{P_{q,k}}{n_{sub}} = 0,30 * \frac{79,94}{5} = 4,79 \text{ kN/pav/sub}$$

- Casos de vento 90° e 270°

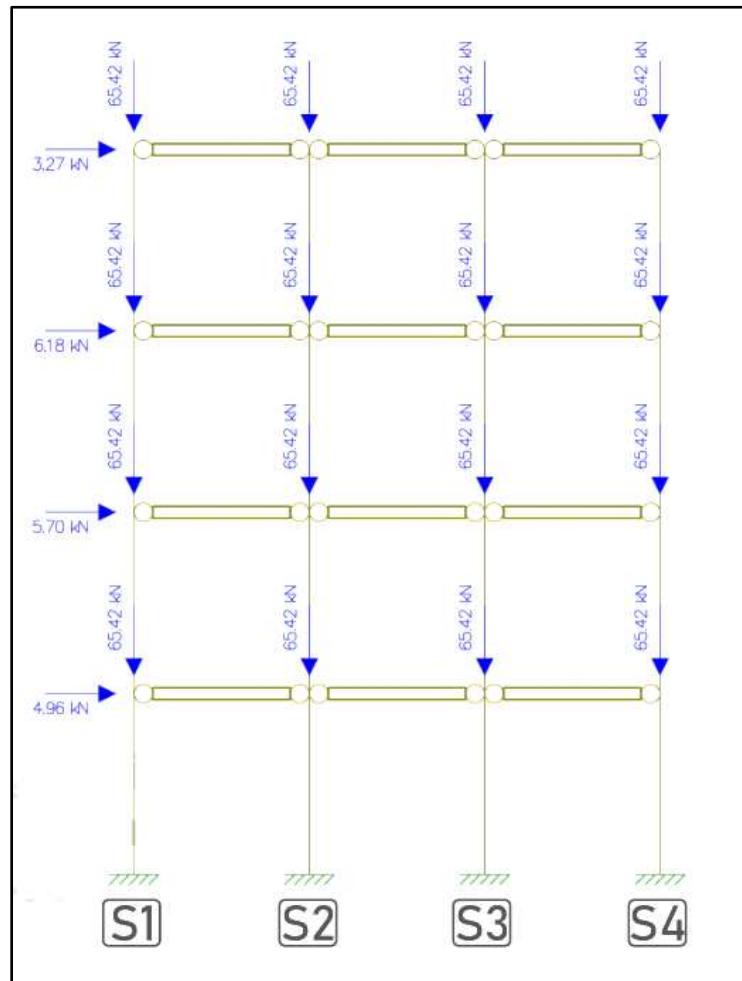
$$\varphi_2 * F_{gi,k} = \varphi_2 * \frac{P_{q,k}}{n_{sub}} = 0,30 * \frac{79,94}{4} = 6,00 \text{ kN/pav/sub}$$

Figura 75: Pórtico carregado ELS para vento 0° e 180°



Fonte: Autor

Figura 76: Pórtico carregado ELS para vento 90º e 270º



Fonte: Autor

O deslocamento máximo no topo da estrutura não deve superar $H/1700 = 6,82$ mm enquanto o deslocamento limite entre pavimentos é $Hi/850 = 3,41$ mm. Dos resultados apresentados nas tabelas, é possível notar que em nenhum caso estes limites foram superados.

Tabela 77: Verificação dos deslocamentos máximos para ELS para vento 0º e 180º

Pav	Ftool d (mm)	Deslocamento entre pavimentos (mm)	Verificação
Cob	0,544	0,183	Ok!
3.º Pav	0,361	0,171	Ok!
2.º Pav	0,190	0,134	Ok!
1.º Pav	0,056	0,056	Ok!
Térreo	0,000	0,000	Ok!

Fonte: Autor

Tabela 78: Verificação dos deslocamentos máximos para ELS para vento 90º e 270º

Pav	Ftool d (mm)	Deslocamento entre pavimentos (mm)	Verificação
Cob	0,632	0,213	Ok!
3.º Pav	0,420	0,199	Ok!
2.º Pav	0,221	0,156	Ok!
1.º Pav	0,065	0,065	Ok!
Térreo	0,000	0,000	Ok!

Fonte: Autor

Portanto, temos que, para o exemplo analisado, os deslocamentos máximos para as condições de serviço são menores que os permitidos pela norma, garantindo uma estrutura de bom desempenho estrutural.

5 CONCLUSÃO

Diante disso, temos a metodologia para projeto, execução e detalhamento de uma estrutura em alvenaria estrutural simples, entretanto, apesar de não ser recomendado em termos de racionalização e padronização de projeto, muitas vezes temos a utilização de estruturas híbridas, ou seja, estruturas mesclando o sistema estrutural de alvenaria estrutural com algum outro sistema, como o de estruturas de aço ou concreto armado.

Tais projetos exigem análises mais aguçadas da estrutura, considerando efeitos que não foram analisados neste trabalho, como o efeito arco, muito importante para o dimensionamento de estruturas de concreto armado sobre pilotis ou estruturas em arco, sejam de concreto ou aço. Também, seria plausível considerar a parcela de carga, apesar de não expressiva, que é redistribuída de um grupo a outro durante o carregamento da estrutura, por flanges, mesmo diante de aberturas de portas e janelas.

Portanto, para conhecimento mais completo a respeito da utilização do sistema estrutural em alvenaria estrutural e sua interação com outros sistemas, que é o usual no cotidiano, cabe análises a partir de softwares de dimensionamento como o TQS Alvest e o AltoQI Eberick, além da utilização de softwares de análise não lineares, as quais podem ser utilizadas, por exemplo, pelo SAP 2000.

No mercado competitivo, a utilização de tais softwares é essencial para a facilitação do projeto e detalhamento como um todo, porém, caso o engenheiro opte por realizar tais cálculos sem a utilização desses facilitadores, existem trabalhos e pesquisas que buscam quantificar esses outros efeitos que aqui não foram considerados.

Ainda assim, em termos de dimensionamento, em linhas gerais, é sugerido uma análise mais profunda desses efeitos que geram novas solicitações na estrutura e que, eventualmente, podem levar ao colapso.

REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 1 6868-1 - Alvenaria estrutural. Alvenaria estrutural Parte I: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16868-2 - Alvenaria estrutural Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-1 – Componentes cerâmicos – Blocos e tijolos para alvenaria, Parte 01: Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6136 – Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1 Edifícios habitacionais – Desempenho, Parte 01: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2021.

LAGE, C RANGEL. Master em alvenaria estrutural. São Paulo: [s.n.], 2021

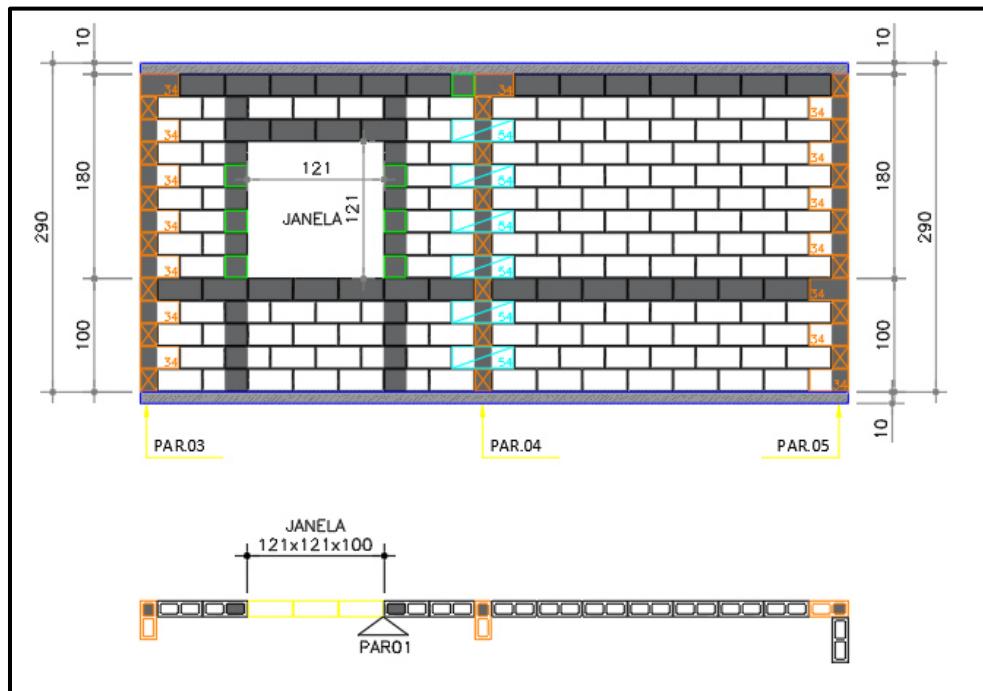
MOHAMAD, GHAD. Construções em alvenaria estrutural: projeto, execução e desempenho, 2 ed. Revisada e ampliada conforme a NBR 16868/2020. São Paulo [s.n.], 2020

PARSEKIAN, G. A. Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto. São Carlos: [s.n.], 2012.

RAMALHO, M. A; CORRÊA M.R.S, projeto de edifícios de alvenaria estrutural. São Paulo: [s.n.], 2008.

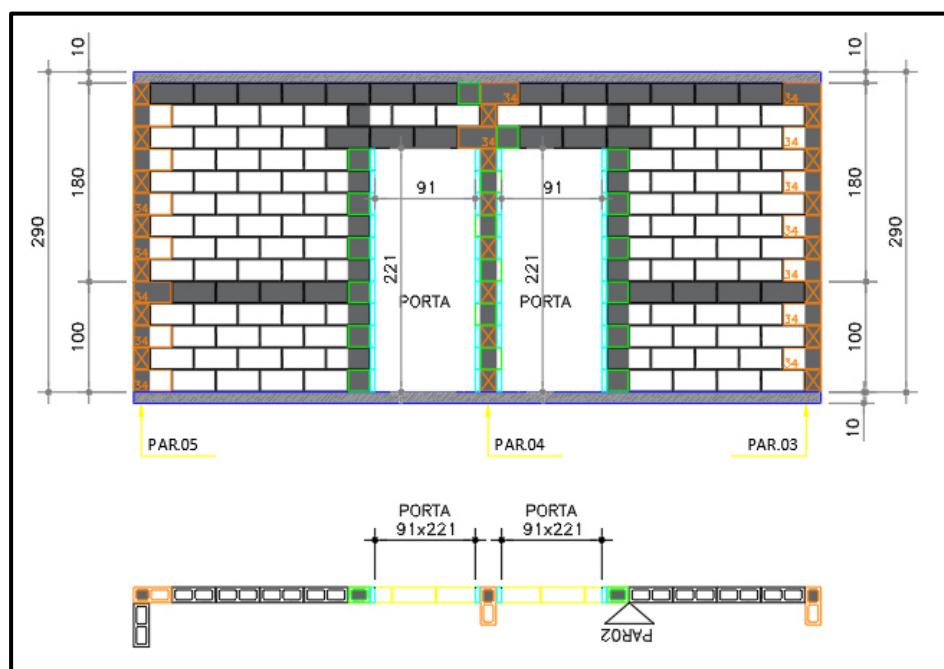
APÊNDICE A – ELEVAÇÕES DAS PAREDES

Figura 79: Elevação da parede 01



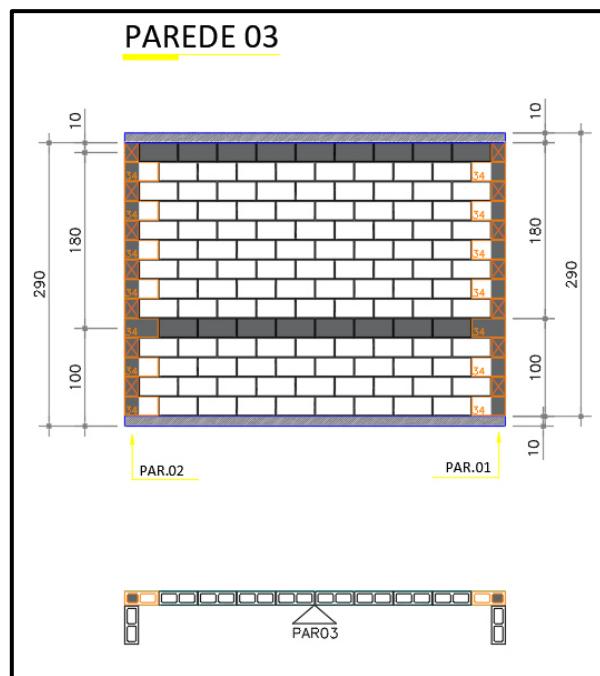
Fonte: Autor

Figura 80: Elevação da parede 02



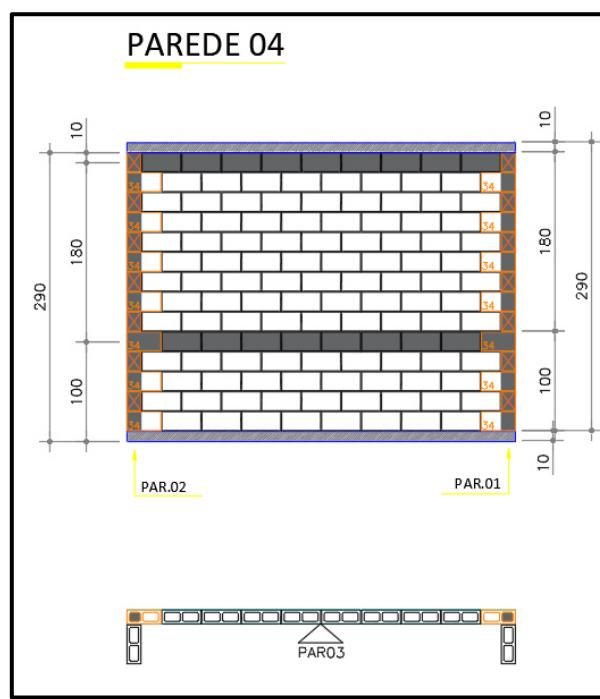
Fonte: Autor

Figura 81: Elevação da parede 03



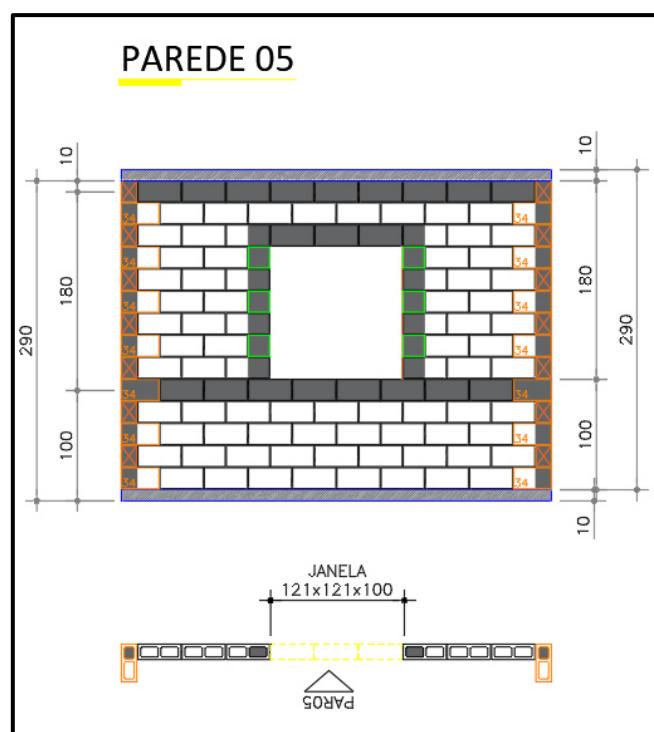
Fonte: Autor

Figura 82: Elevação da parede 04



Fonte: Autor

Figura 83: Elevação da parede 05



Fonte: Autor

APÊNDICE B – TABELAS DE CARGAS PERMANENTES, CARGAS ACIDENTAIS, CARGAS TOTAIS E DIMENSIONAMENTO DO BLOCO PELO MÉTODO DAS PAREDES ISOLADAS (MPI)

Figura 84: Carga permanente (MPI)

Parede	Compr. (m)	Carga de alvenaria (kN)	Reação da laje (kN/m)	Carga permanente (G)			Abertura	Carga pav. c/ abertura (kN/pav)	Carga total (kN)
				Carga da laje (kN)	Área (m ²)	Carga (kN)			
PAR.01a	2,95	18,59	1.886	5,56	1,46	3,29	3,99	24,85	99,40
PAR.01b	3,15	19,85	2.011	6,33	-	-	2,42	28,60	114,41
PAR.02a	2,95	18,59	1.886	5,56	2,01	4,52	3,24	22,87	91,46
PAR.02b	3,15	19,85	2.011	6,33	2,01	4,52	3,17	24,83	99,30
PAR.03	3,75	23,63	2.688	10,08	-	-	3,25	36,96	147,84
PAR.04	3,75	23,63	9.492	35,60	-	-	3,25	62,47	249,90
PAR.05	3,75	23,63	2.791	10,47	1,46	3,29	4,58	35,38	141,53
TOTAL	23,45	147,74	-	79,94	15,64	23,92	235,96	943,84	

Fonte: Autor

Figura 85: Carga acidental (MPI)

Parede	Compr. (m)	Carga acidental (Q)		
		Reação da laje (kN/m)	Carga da laje (kN)	Carga total (kN)
PAR.01a	2,95	1,078	3,18	12,72
PAR.01b	3,15	1,149	3,62	14,48
PAR.02a	2,95	1,078	3,18	12,72
PAR.02b	3,15	1,149	3,62	14,48
PAR.03	3,75	1,536	5,76	23,04
PAR.04	3,75	5,424	20,34	81,36
PAR.05	3,75	1,595	5,98	23,93
TOTAL	23,45	-	45,68	182,72

Fonte: Autor

Figura 86: Carga total (MPI)

Parede	Compr. (m)	Carga total (G+Q)			
		Permanente (kN)	Acidental (kN)	Carga pav. c/ abertura (kN/pav)	Carga total (kN)
PAR.01a	2,95	24,85	3,18	28,03	112,12
PAR.01b	3,15	28,60	3,62	32,22	128,89
PAR.02a	2,95	22,87	3,18	26,05	104,18
PAR.02b	3,15	24,83	3,62	28,45	113,78
PAR.03	3,75	36,96	5,76	42,72	170,88
PAR.04	3,75	62,47	20,34	82,81	331,26
PAR.05	3,75	35,38	5,98	41,36	165,45
TOTAL	23,45	235,96	45,68	281,64	1126,56

Fonte: Autor

Figura 87: – Dimensionamento f bk (MPI)

Parede	Compr. (m)	Carga total (kN)	Resistências			Bloco (MPa)
			Parede f_k (kN/cm ²)	Prisma f_{pk} (kN/cm ²)	Bloco f_{bk} (kN/cm ²)	
PAR.01a	2,95	112,12	0.0869	0.124	0.155	1.55
PAR.01b	3,15	128,89	0.0935	0.134	0.167	1.67
PAR.02a	2,95	104,18	0.0807	0.115	0.144	1.44
PAR.02b	3,15	113,78	0.0826	0.118	0.147	1.47
PAR.03	3,75	170,88	0.1042	0.149	0.186	1.86
PAR.04	3,75	331,26	0.2019	0.288	0.361	3.61
PAR.05	3,75	165,45	0.1008	0.144	0.180	1.80

Fonte: Autor

APÊNDICE C – TABELAS DE CARGAS PERMANENTES, CARGAS ACIDENTAIS, CARGAS TOTAIS E DIMENSIONAMENTO DO BLOCO PARA O MÉTODO DO GRUPO DE PAREDES (MGP)

Figura 88: Carga permanente (MGP)

Compr. (m)	Carga de alvenaria (kN)	Reação da laje (kN/m)	Carga da laje (kN)	Abertura			Graute (kN)	Carga por pavimento (kN/pav)	Carga total (kN)	
				Largura (m)	Altura (m)	Carga (kN)				
G1										
PX1	0,87	5,48	1,886	1,64	1,21	1,21	3,31	1,93	12,36	49,43
PX3	1,87	11,78	1,886	3,53	0,91	2,21	1,46	2,74	19,51	78,04
PY1	3,75	23,63	2,688	10,08	-	-	-	3,25	36,96	147,84
TOTAL	6,49	40,89		15,25			4,77	7,92	68,83	275,31
G2										
PX2-1	0,87	5,48	1,886	1,64	1,21	1,21	3,31	1,92	12,35	49,39
PX2-2	3,15	19,85	2,011	6,33	-	-	-	2,42	28,60	114,41
PX4-1	0,17	1,07	1,886	0,32	0,91	2,21	1,46	0,73	3,58	14,32
PX4-2	0,17	1,07	2,011	0,34	0,91	2,21	1,52	0,54	3,47	13,90
PY2	3,75	23,63	9,492	35,60	-	-	-	3,25	62,47	249,90
PY3	1,27	8,00	2,791	3,54	1,21	1,21	3,85	2,22	17,62	70,47
TOTAL	9,38	59,09		47,78			10,14	11,08	129,78	512,38
G3										
PX5	2,07	13,04	2,011	4,16	0,91	2,21	1,52	2,76	21,48	85,93
PY4	1,27	8,00	2,791	3,54	1,21	1,21	3,85	2,22	17,62	70,47
TOTAL	3,34	21,04		7,71			5,37	4,98	39,10	156,40

Fonte: Autor

Figura 89: Carga acidental (MGP)

Compr. (m)	Reação da laje (kN/m)	Carga da laje (kN)	Abertura			Carga por pavimento (kN/pav)	Carga total (kN)
			Largura (m)	Carga (kN)			
G1							
PX1	0,87	1,078	0,94	1,21	0,65	2,49	6.36
PX3	1,87	1,078	2,02	0,91	0,49	2,51	10.03
PY1	3,75	1,536	5,76	-	-	5,76	23.04
TOTAL	6,49		8,71		1,14	9,86	39.43
G2							
PX2-1	0,87	1,078	0,94	1,21	0,65	1,59	6.36
PX2-2	3,15	1,149	3,62	-	-	3,62	14.48
PX4-1	0,17	1,078	0,18	0,91	0,49	0,67	2.70
PX4-2	0,17	1,149	0,20	0,91	0,52	0,72	2.87
PY2	3,75	5,424	20,34	-	-	20,34	81.36
PY3	1,27	1,595	2,03	1,21	0,96	2,99	11.96
TOTAL	9.38		27,30		2,63	29,93	119.73
G3							
PX5	2,07	1,149	2,38	0,91	0,52	2,90	11.60
PY4	1,27	1,595	2,03	1,21	-	2,03	8.10
TOTAL	3,34		4,40		0,52	4,93	19,71

Fonte: Autor

Figura 90: Carga total (MGP)

	Carga total (G+Q)																			
	Compr. (m)	Carga de alvenaria (kN)	Reação da laje (kN/m)	Carga da laje (kN)	Abertura			Graute (kN)	Carga por pavimento (kN/pav)	Carga total (kN)										
G1																				
PX1	0,87	5,48	2.96	2.58	1,21	1,21	4,45	1,93	13.95	55.79										
PX3	1,87	11,78	2.96	5.54	0,91	2,21	2,32	2,74	22.02	88.07										
PY1	3,75	23,63	4.22	15.84	-	-	-	3,25	42.72	170.88										
TOTAL	6,49	40,89		23.96			6,77	7,92	78.68	314.73										
G2																				
PX2-1	0,87	5,48	2.96	2.58	1,21	1,21	4,45	1,92	13.94	55.75										
PX2-2	3,15	19,85	3.16	9.95	-	-	-	2,42	32.22	128.89										
PX4-1	0,17	1,07	2.96	0.50	0,91	2,21	2,32	0,73	4.25	17.01										
PX4-2	0,17	1,07	3.16	0.54	0,91	2,21	2,43	0,54	4.19	16.77										
PY2	3,75	23,63	14.92	55.94	-	-	-	3,25	82.81	331.26										
PY3	1,27	8,00	4.39	5.57	1,21	1,21	5,54	2,22	20.61	82.44										
TOTAL	9,38	59,09		75.08			14,74	11,08	158.03	632.11										
G3																				
PX5	2,07	13,04	3.16	6.54	0,91	2,21	2,43	2,76	24.38	97.53										
PY4	1,27	8,00	4.39	5.57	1,21	1,21	5,54	2,22	20.61	82.44										
TOTAL	3,34	21,04		12.11			7,98	4,98	44.99	179.97										

Fonte: Autor

APÊNDICE D – TABELAS DE TENSÕES NORMAIS POR FLEXÃO SIMPLES GERADA PARA CADA SUBESTRUTURA POR CADA CASO DE VENTO

Figura 81: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de vento 0°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{yy} (m ⁴)	$x1$ (m)	$x2$ (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 - PY1	0,02	-0,2812	0,6588	2,62	-0,0037	0,0087
	S2	PY1 - PX3	0,15	-0,6981	1,2419	20,09	-0,0092	0,0164
2	S3	PX2 - PY2 - PY3	1,41	-2,1615	1,9285	186,40	-0,0286	0,0255
	S4	PY2 - PX4	0,00	-0,1700	0,1700	0,09	-0,0022	0,0022
3	S5	PY4 - PY4	0,20	-1,3519	0,7881	26,33	-0,0179	0,0104

Fonte: Autor

Figura 92: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de vento 180°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{yy} (m ⁴)	$x1$ (m)	$x2$ (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 - PY1	0,02	0,2812	-0,6588	2,62	-0,0087	0,0037
	S2	PY1 - PX3	0,15	0,6981	-1,2419	20,09	-0,0164	0,0092
2	S3	PX2 - PY2 - PY3	1,41	2,1615	-1,9285	186,40	-0,0255	0,0286
	S4	PY2 - PX4	0,00	0,1700	-0,1700	0,09	-0,0022	0,0022
3	S5	PY4 - PY4	0,20	1,3519	-0,7881	26,33	-0,0104	0,0179

Fonte: Autor

Figura 93: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de vento 90°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{xx} (m ⁴)	$y1$ (m)	$y2$ (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 - PY1 - PX3	1,4942	-1,9586	1,9314	229,61	-0,0301	0,0297
	S2	PX2 - PY2 - PX4	1,4147	-1,4738	2,4162	217,39	-0,0226	0,0371
2	S3	PX2 - PY3	0,0543	-0,4388	0,9012	8,34	-0,0067	0,0138
	S4	PY4 - PX5	0,0543	-0,9012	0,4388	8,34	-0,0138	0,0067

Fonte: Autor

Figura 94: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de vento 270°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{xx} (m ⁴)	$y1$ (m)	$y2$ (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 - PY1 - PX3	1,4942	1,9586	-1,9314	229,61	-0,0297	0,0301
	S2	PX2 - PY2 - PX4	1,4147	1,4738	-2,4162	217,39	-0,0371	0,0226
2	S3	PX2 - PY3	0,0543	0,4388	-0,9012	8,34	-0,0138	0,0067
	S4	PY4 - PX5	0,0543	0,9012	-0,4388	8,34	-0,0067	0,0138

Fonte: Autor

APÊNDICE E – TABELAS DE TENSÕES NORMAIS POR FLEXÃO SIMPLES GERADA PARA CADA SUBESTRUTURA POR CADA CASO DE DESAPRUMO

Figura 95: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de desaprumo 0°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{yy} (m ⁴)	x_1 (m)	x_2 (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,\min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,\max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 – PY1	0,02	-0,2812	0,6588	0,22	-0,0003	0,0007
	S2	PY1 – PX3	0,15	-0,6981	1,2419	1,70	-0,0008	0,0014
2	S3	PX2 – PY2 – PY3	1,41	-2,1615	1,9285	15,79	-0,0024	0,0022
	S4	PY2 – PX4	0,00	-0,1700	0,1700	0,01	-0,0002	0,0002
3	S5	PY4 – PY4	0,20	-1,3519	0,7881	2,23	-0,0015	0,0009

Fonte: Autor

Figura 96: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de desaprumo 180°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{yy} (m ⁴)	x_1 (m)	x_2 (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,\min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,\max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 – PY1	0,02	0,2812	-0,6588	0,22	-0,0007	0,0003
	S2	PY1 – PX3	0,15	0,6981	-1,2419	1,70	-0,0014	0,0008
2	S3	PX2 – PY2 – PY3	1,41	2,1615	-1,9285	15,79	-0,0022	0,0024
	S4	PY2 – PX4	0,00	0,1700	-0,1700	0,01	-0,0002	0,0002
3	S5	PY4 – PY4	0,20	1,3519	-0,7881	2,23	-0,0009	0,0015

Fonte: Autor

Figura 97: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de desaprumo 90°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{xx} (m ⁴)	y_1 (m)	y_2 (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,\min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,\max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 – PY1 – PX3	1,4942	-1,9586	1,9314	9,88	-0,0013	0,0013
	S2	PX2 – PY2 – PX4	1,4147	-1,4738	2,4162	9,36	-0,0010	0,0016
2	S3	PX2 – PY3	0,0543	-0,4388	0,9012	0,36	-0,0003	0,0006
	S4	PY4 – PX5	0,0543	-0,9012	0,4388	0,36	-0,0006	0,0003

Fonte: Autor

Figura 98: Tensões normais devido a flexão simples: Caso de desaprumo 270°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	I_{xx} (m ⁴)	y_1 (m)	y_2 (m)	M_k (kN-m)	$\sigma_{v,\min,k}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{v,\max,k}$ (kN/cm ²)
1	S1	PX1 – PY1 – PX3	1,4942	1,9586	-1,9314	9,88	-0,0013	0,0013
	S2	PX2 – PY2 – PX4	1,4147	1,4738	-2,4162	9,36	-0,0016	0,0010
2	S3	PX2 – PY3	0,0543	0,4388	-0,9012	0,36	-0,0006	0,0003
	S4	PY4 – PX5	0,0543	0,9012	-0,4388	0,36	-0,0003	0,0006

Fonte: Autor

APÊNDICE F – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS PARA CADA DIREÇÃO DO VENTO

Figura 99: Dimensionamento para a direção 0°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	Verificação			Dimensionamento à Compressão			Bloco adotado (MPa)
			$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	
1	S1	PX1 – PY1	0,127	0,132	0,044	0,132	0,189	0,236	4,0
	S2	PY1 – PX3	0,142	0,142	0,027	0,142	0,203	0,254	4,0
2	S3	PX2 – PY2 – PY3	0,205	0,212	-0,013	0,212	0,303	0,378	4,0
	S4	PY2 – PX4	0,157	0,182	0,065	0,182	0,260	0,325	4,0
3	S5	PY4 – PY4	0,140	0,144	0,007	0,144	0,206	0,257	4,0

Fonte: Autor

Figura 100: Dimensionamento para a direção 180°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	Verificação			Dimensionamento à Compressão			Bloco adotado (MPa)
			$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	
1	S1	PX1 – PY1	0,117	0,126	0,029	0,126	0,180	0,225	4,0
	S2	PY1 – PX3	0,128	0,133	0,006	0,133	0,190	0,238	4,0
2	S3	PX2 – PY2 – PY3	0,211	0,216	-0,004	0,216	0,308	0,385	4,0
	S4	PY2 – PX4	0,157	0,182	0,065	0,182	0,260	0,325	4,0
3	S5	PY4 – PY4	0,155	0,153	0,029	0,155	0,222	0,277	4,0

Fonte: Autor

Figura 101: Dimensionamento para a direção 90°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	Verificação			Dimensionamento à Compressão			Bloco adotado (MPa)
			$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	
1	S1	PX1 – PY1 – PX3	0,167	0,157	-0,032	0,167	0,238	0,298	4,0
	S2	PX2 – PY2 – PX4	0,225	0,224	0,006	0,225	0,322	0,402	4,0
2	S3	PX2 – PY3	0,180	0,196	0,052	0,196	0,280	0,350	4,0
	S4	PY4 – PX5	0,132	0,139	0,020	0,139	0,198	0,248	4,0

Fonte: Autor

Figura 102: Dimensionamento para a direção 270°

Grupo	Sub-estrutura	Paredes	Verificação			Dimensionamento à Compressão			Bloco adotado (MPa)
			$f_{k,1}$ (kN/cm²)	$f_{k,2}$ (kN/cm²)	f_{tk} (kN/cm²)	f_k (kN/cm²)	f_{pk} (kN/cm²)	f_{bk} (kN/cm²)	
1	S1	PX1 – PY1 – PX3	0,168	0,157	-0,031	0,168	0,240	0,299	4,0
	S2	PX2 – PY2 – PX4	0,197	0,206	-0,036	0,206	0,295	0,369	4,0
2	S3	PX2 – PY3	0,166	0,187	0,031	0,187	0,268	0,334	4,0
	S4	PY4 – PX5	0,146	0,147	0,041	0,147	0,210	0,263	4,0

Fonte: Autor

**APÊNDICE G – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DO
COMPRIMENTO GRAUTEADO PARA AS SUBESTRUTURAS PARA CADA
CASO DE VENTO**

Tabela 53 – Dimensionamento do comprimento grauteado para a direção

Direção 0°			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Mínima	Máxima	Graute		Mínima	Máxima	Graute	Mínima	Máxima	Graute	
Grupo	Subestrutura	Paredes	L_{alma} (cm)	$\sigma_{p,tração,k1}$ (kN/cm²)	$\sigma_{p,compr,k1}$ (kN/cm²)	y_1 (cm)	$\sigma_{p,tração,k2}$ (kN/cm²)	$\sigma_{p,compr,k2}$ (kN/cm²)	y_2 (cm)	y (cm)
1	S1	PX1 - PY1	94	0,1451	0,181	-362,9	0,166	0,1891	-541,6	0,00
	S2	PY1 - PX3	194	0,1291	0,203	-304,5	0,156	0,2032	-483,3	0,00
2	S3	PX2 - PY2 - PY3	409	0,1312	0,289	-81,9	0,199	0,2979	-91,5	0,00
	S4	PY2 - PX4	34	0,2083	0,221	-257,7	0,247	0,2554	-267,3	0,00
3	S5	PY4 - PY4	214	0,1180	0,200	-313,6	0,154	0,2057	-473,2	0,00

Fonte: Autor

Tabela 54 – Dimensionamento do comprimento grauteado para a direção 180°

Direção 180°			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Mínima	Máxima	Graute		Mínima	Máxima	Graute	Mínima	Máxima	Graute	
Grupo	Subestrutura	Paredes	L_{alma} (cm)	$\sigma_{p,tração,k1}$ (kN/cm²)	$\sigma_{p,compr,k1}$ (kN/cm²)	y_1 (cm)	$\sigma_{p,tração,k2}$ (kN/cm²)	$\sigma_{p,compr,k2}$ (kN/cm²)	y_2 (cm)	y (cm)
1	S1	PX1 - PY1	94	0,131	0,167	-400,6	0,157	0,180	-579,4	0,00
	S2	PY1 - PX3	194	0,108	0,183	-358,9	0,143	0,190	-537,7	0,00
2	S3	PX2 - PY2 - PY3	409	0,141	0,298	-58,6	0,205	0,304	-68,2	0,00
	S4	PY2 - PX4	34	0,208	0,221	-257,7	0,247	0,255	-267,3	0,00
3	S5	PY4 - PY4	214	0,140	0,222	-257,3	0,168	0,219	-416,8	0,00

Fonte: Autor

Tabela 55 – Dimensionamento do comprimento grauteado para a direção 90°

Direção 90°			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
Mínima	Máxima	Graute		Mínima	Máxima	Graute	Mínima	Máxima	Graute	
Grupo	Subestrutura	Paredes	L_{alma} (cm)	$\sigma_{p,tração,k1}$ (kN/cm²)	$\sigma_{p,compr,k1}$ (kN/cm²)	y_1 (cm)	$\sigma_{p,tração,k2}$ (kN/cm²)	$\sigma_{p,compr,k2}$ (kN/cm²)	y_2 (cm)	y (cm)
1	S1	PX1 - PY1 - PX3	389	0,072	0,238	-190,8	0,122	0,224	-363,9	0,00
	S2	PX2 - PY2 - PX4	389	0,1518	0,318	-4,38	0,212	0,315	-19,1	0,00
2	S3	PX2 - PY3	134	0,196	0,253	-155,9	0,240	0,275	-170,6	0,00
	S4	PY4 - PX5	134	0,131	0,189	-307,6	0,163	0,198	-462,3	0,00

Fonte: Autor

Tabela 56 – Dimensionamento do comprimento grauteado para a direção 270°

Direção 270°			Alma	Combinação i			Combinação ii			Comprimento grauteado
				Mínima	Máxima	Graute	Mínima	Máxima	Graute	
Grupo	Subestrutura	Paredes	L_{alma} (cm)	$\sigma_{p,tração,k1}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{p,compr,k1}$ (kN/cm ²)	y_1 (cm)	$\sigma_{p,tração,k2}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{p,compr,k2}$ (kN/cm ²)	y_2 (cm)	y (cm)
1	S1	PX1 - PY1 - PX3	389	0,073	0,240	-188,1	0,122	0,225	-361,1	0,00
	S2	PX2 - PY2 - PX4	389	0,112	0,278	-98,6	0,188	0,290	-113,3	0,00
2	S3	PX2 - PY3	134	0,176	0,234	-202,1	0,228	0,263	-216,8	0,00
	S4	PY4 - PX5	134	0,151	0,208	-261,3	0,175	0,210	-416,0	0,00

Fonte: Autor

**APÊNDICE H – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DO AÇO NA
REGIÃO TRACIONADA PARA AS SUBESTRUTURAS PARA CADA CASO DE
VENTO**

Tabela 57 – Dimensionamento do aço para subestruturas para a direção 0°

Direção 0°	Verificação								Cálculo das armaduras devido à tração							
	Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra	Resultante de tração				Área de aço				Barras			
Sub estrutura	f_{tk} (kN/cm²)	$\sigma_{compr,d}$ (kN/cm²)	$\sigma_{tração,d}$ (kN/cm²)	L_{alma} (cm)	x (cm)	R_{alma} (kN)	σ_{ref} (kN/cm²)	σ_m (kN/cm²)	Área _{aba} (cm²)	R_{aba} (kN)	R_{total} (kN)	A_s (cm²)	$A_{s,min}$ (cm²)	$A_{s,adot.}$ (cm²)		
1	S1	0,044	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	0,027	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	S3	-0,014	0,073	-0,007	409	36,38	-1,81	-	-	0	-1,81	0,08	0,451	0,51	1φ10mm	
	S4	0,064	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	S5	0,007	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

Tabela 58 – Dimensionamento do aço para subestruturas para a direção 180°

Direção 180°	Verificação								Cálculo das armaduras devido à tração							
	Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra	Resultante de tração				Área de aço				Barras			
Sub estrutura	f_{tk} (kN/cm²)	$\sigma_{compr,d}$ (kN/cm²)	$\sigma_{tração,d}$ (kN/cm²)	L_{alma} (cm)	x (cm)	R_{alma} (kN)	σ_{ref} (kN/cm²)	σ_m (kN/cm²)	Área _{aba} (cm²)	R_{aba} (kN)	R_{total} (kN)	A_s (cm²)	$A_{s,min}$ (cm²)	$A_{s,adot.}$ (cm²)		
1	S1	0,029	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	0,006	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	S3	-0,005	0,078	-0,002	409	13,08	-0,23	-	-	0	-0,16	0,01	0,18	0,18	1φ10mm	
	S4	0,064	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	S5	0,029	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

Tabela 59 – Dimensionamento do aço para subestruturas para a direção 90°

Direção 90°	Verificação								Cálculo das armaduras devido à tração							
	Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra	Resultante de tração				Área de aço				Barras			
Sub estrutura	f_{tk} (kN/cm²)	$\sigma_{compr,d}$ (kN/cm²)	$\sigma_{tração,d}$ (kN/cm²)	L_{alma} (cm)	x (cm)	R_{alma} (kN)	σ_{ref} (kN/cm²)	σ_m (kN/cm²)	Área _{aba} (cm²)	R_{aba} (kN)	R_{total} (kN)	A_s (cm²)	$A_{s,min}$ (cm²)	$A_{s,adot.}$ (cm²)		
1	S1	-0,032	0,070	-0,016	389	72,51	-8,14	-0,011	-0,014	1120	-15,32	-23,46	1,08	1,02	1,08	2φ10mm
	S2	0,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	S3	0,051	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S4	0,020	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

Tabela 60 – Dimensionamento do aço para subestruturas para a direção 270°

Direção 270°		Verificação				Cálculo das armaduras devido à tração										
		Tração	Compressão	Tração	Linha Neutra	Resultante de tração				Área de aço						
Sub Grupo	estrutura	f_{tk} (kN/cm²)	$\sigma_{compr,d}$ (kN/cm²)	$\sigma_{tração,d}$ (kN/cm²)	L_{alma} (cm)	x (cm)	R_{alma} (kN)	σ_{ref} (kN/cm²)	σ_m (kN/cm²)	Área _{aba} (cm²)	R_{aba} (kN)	R_{total} (kN)	A_s (cm²)	$A_{s,min}$ (cm²)	$A_{s,adot.}$ (cm²)	Barras
1	S1	-0,031	0,071	-0,015	389	69,8	-7,54	-0,011	-0,013	1176	-15,35	-22,73	1,05	0,98	1,05	2 φ10mm
	S2	-0,037	0,068	-0,018	389	82,79	-10,61	-	-	-	0	-10,61	0,49	1,16	1,16	2 φ10mm
	S3	0,030	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	S4	0,041	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Fonte: Autor

APÊNDICE I – DESENHOS E ESPECIFICAÇÕES DO RESUMO ESTRUTURAL E DETALHAMENTO

Segue abaixo um exemplo de como esse projeto seria plotado e enviado à obra para posterior execução.

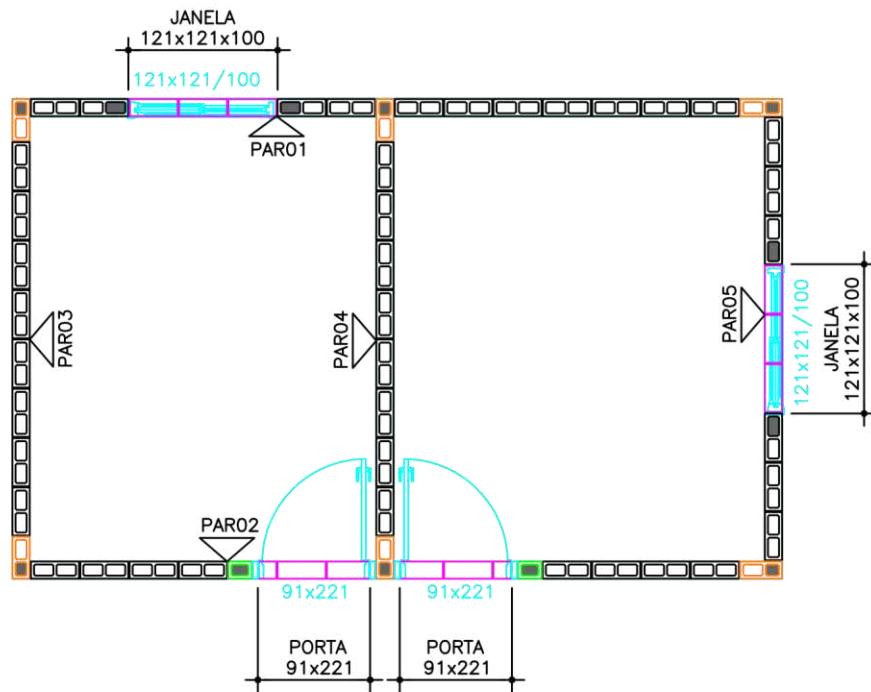
Na primeira prancha são apresentadas as modulações da primeira e segunda fiada, as quais são de vital importância para locação e início da execução da obra. Já na segunda, terceira e quarta pranchas, podemos ver as elevações, onde fica mais visível a mudança na modulação dos blocos onde há aberturas, como portas e janelas, assim como onde há graute, vergas e contrvergas.

Ainda, na quarta, quinta e sexta pranchas, podemos observar alguns detalhamentos da estrutura, como a disposição correta das armaduras, posição dos furos de inspeção, os quais tem como objetivo verificar se o grauteamento foi feito corretamente, um detalhe melhos das vigas baldrames, pilares e peitoris, além de alguns detalhes típicos de junta de dilatação, com a utilização de uma manta asfáltica, um mastique e uma moldura em gesso. Até mesmo trás um exemplo de ligação em tela, muito utilizado no caso de conexão com paredes não estruturais.

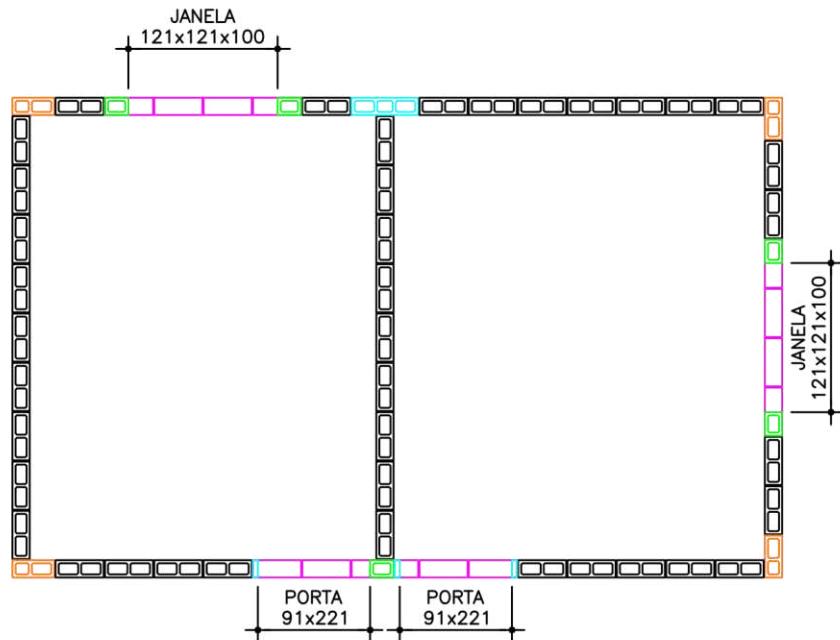
Por último, é apresentado um resumo estrutural da edificação a ser executada, com a modulação da primeira e segunda fiada com os grautes e armaduras verticais necessárias para suportar as solicitações da estrutura e, também, elevações com as armaduras horizontais da verga, e armação de respaldo da canaleta intermediária.

As pranchas apresentadas fornecem as informações necessárias para o entendimento pelo executor para construção e garantia do desempenho da estrutura em alvenaria estrutural.

MODULAÇÃO DA 1ª FIADA



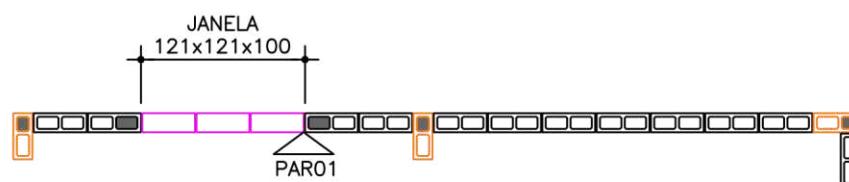
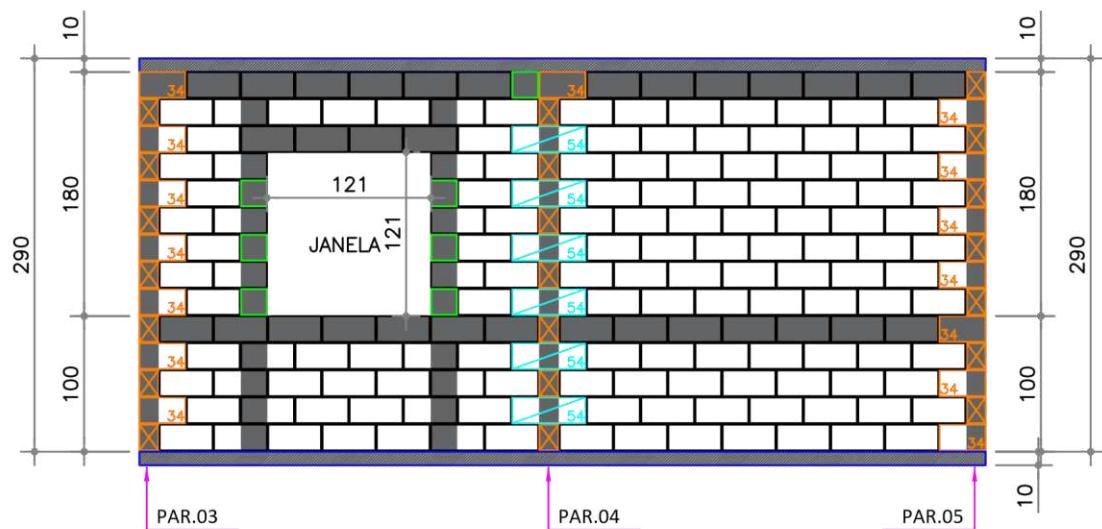
MODULAÇÃO DA 2ª FIADA



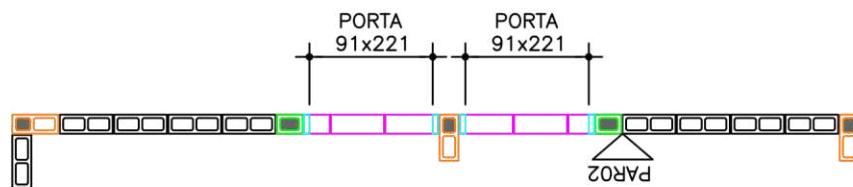
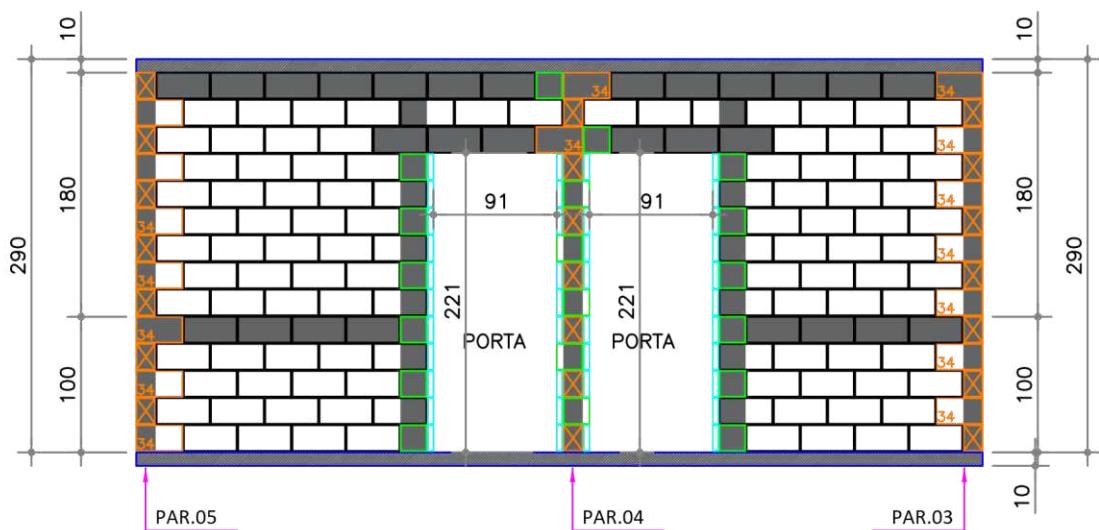
TÍTULO:	PROJETO DE GRADUAÇÃO			RESPONSÁVEL TÉCNICO:	ROBERTO SANTIAGO	
ASSUNTO:	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL			ESCALA:	SEM ESCALA	FOLHA:
UNIVERSIDADE:	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ			ORIENTADOR:	ALEXANDRE BERTINI	
					DATA:	
					25/11/2022	

PAREDE 01

122



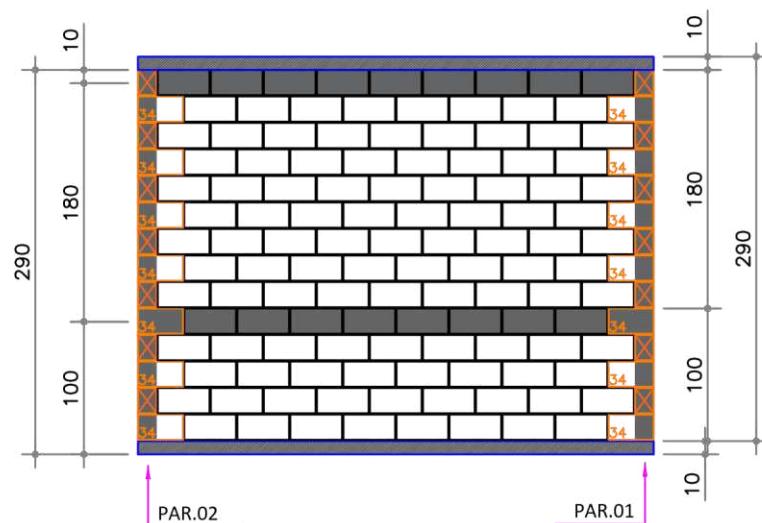
ELEVAÇÃO - PAREDE 02



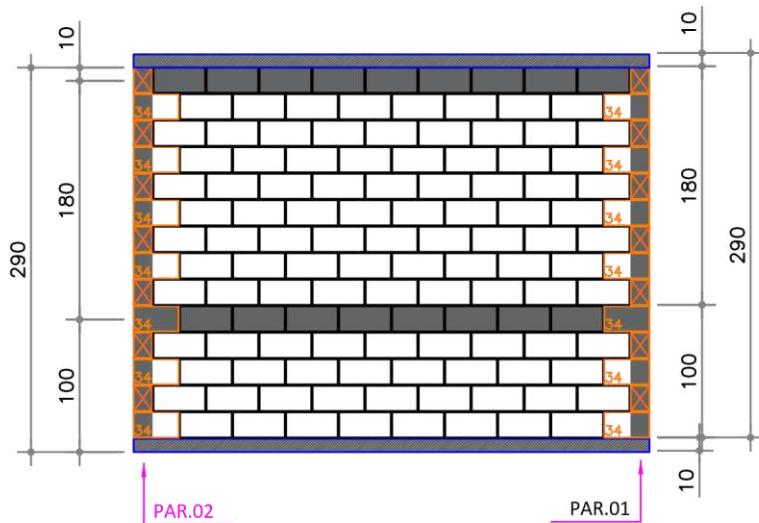
TÍTULO:	PROJETO DE GRADUAÇÃO		
ASSUNTO:	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL		
UNIVERSIDADE	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ROBERTO SANTIAGO	ESCALA: SEM ESCALA
		ORIENTADOR: ALEXANDRE BERTINI	FOLHA: 02
			DATA: 25/11/2022

ELEVAÇÃO - PAREDE 03

123

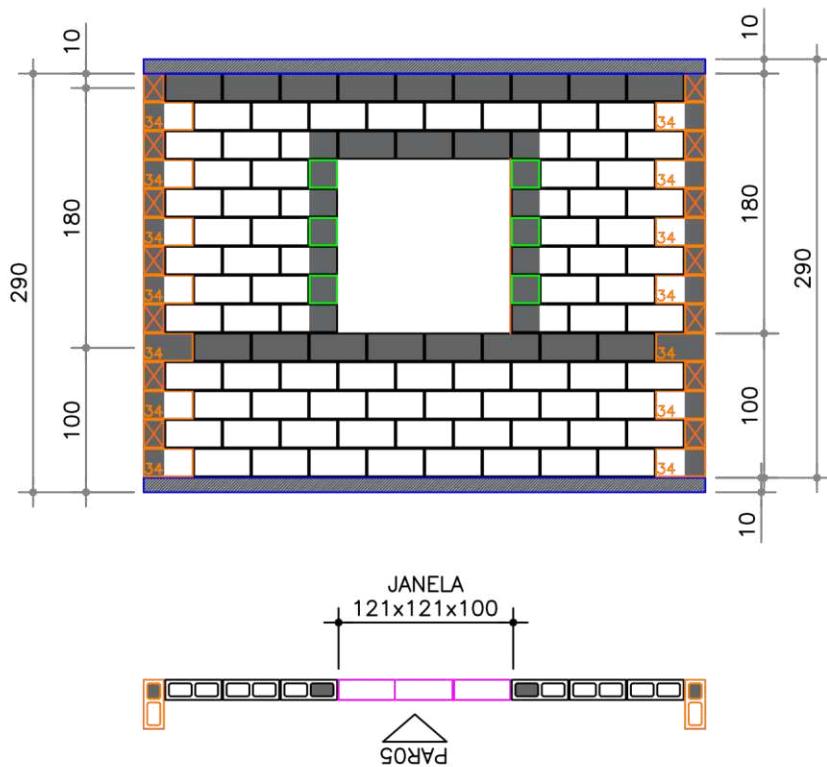


ELEVAÇÃO - PAREDE 04

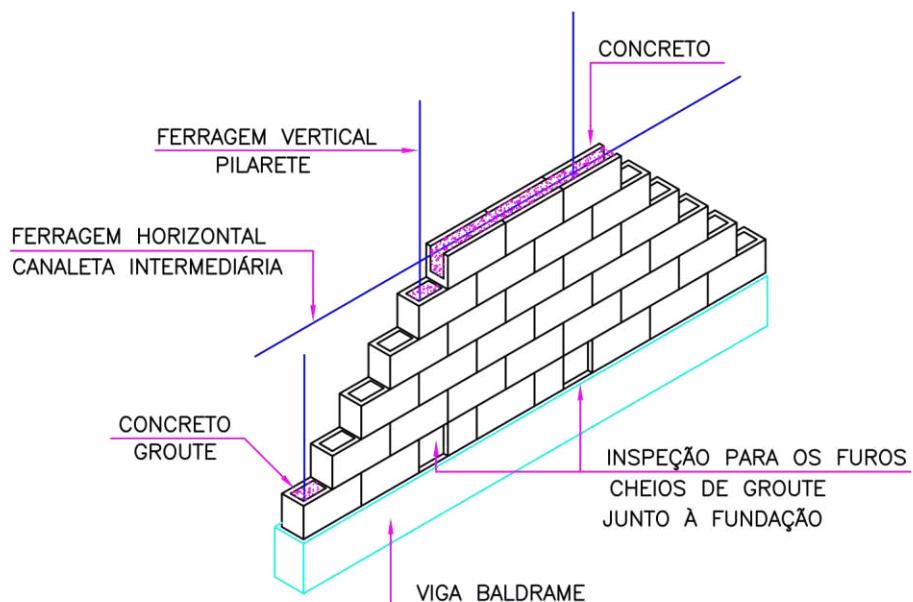


TÍTULO:	PROJETO DE GRADUAÇÃO	RESPONSÁVEL TÉCNICO:	ROBERTO SANTIAGO
ASSUNTO:	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	ESCALA:	SEM ESCALA
UNIVERSIDADE:	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	ORIENTADOR:	ALEXANDRE BERTINI
		DATA:	25/11/2022

ELEVAÇÃO - PAREDE 05

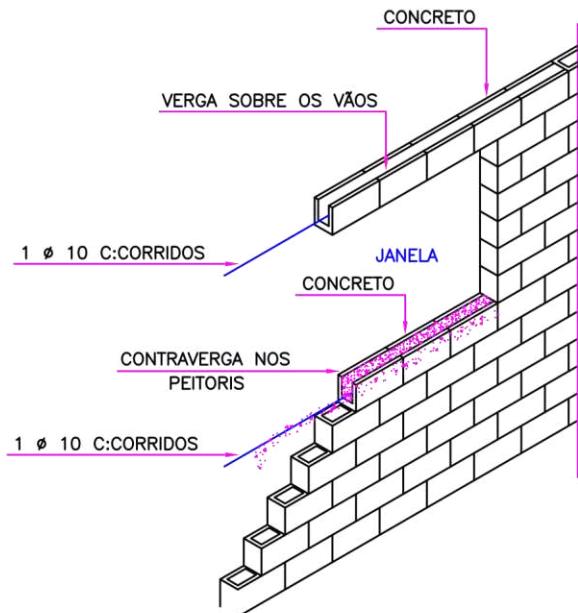


ARMAÇÃO DAS PAREDES

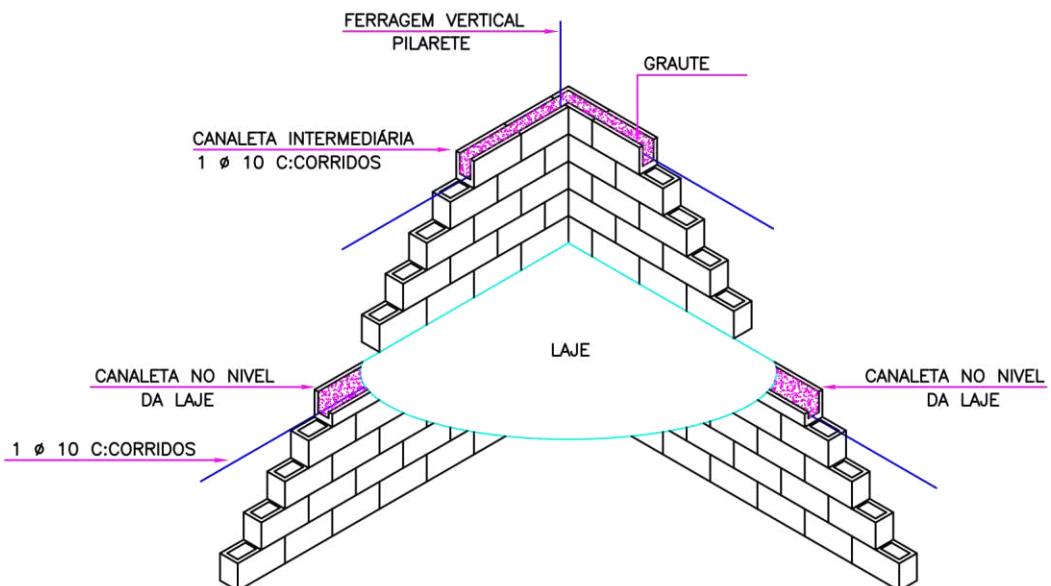


TÍTULO:	PROJETO DE GRADUAÇÃO	RESPONSÁVEL TÉCNICO:	ROBERTO SANTIAGO
ASSUNTO:	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	ESCALA:	SEM ESCALA
UNIVERSIDADE:	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	ORIENTADOR:	ALEXANDRE BERTINI

ENCHIMENTO DAS CANALETAS DA VERGA
E CONTRAVERGA COM GRAUTE



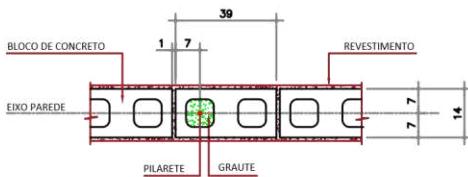
DETALHE DA CANAleta NO NIVEL DA LAJE



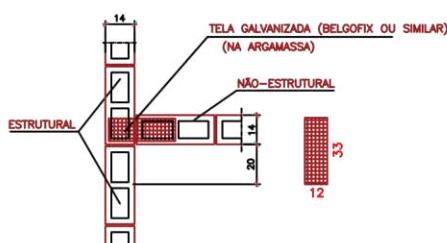
TÍTULO:	RESPONSÁVEL TÉCNICO:		
PROJETO DE GRADUAÇÃO	ROBERTO SANTIAGO		
ASSUNTO:	ESCALA:	FOLHA:	
PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	SEM ESCALA	05	
UNIVERSIDADE	ORIENTADOR		
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	ALEXANDRE BERTINI		
			25/11/2022

DETALHE EM PLANTA DOS ASSENTAMENTOS DOS BLOCOS

ESCALA 1:10



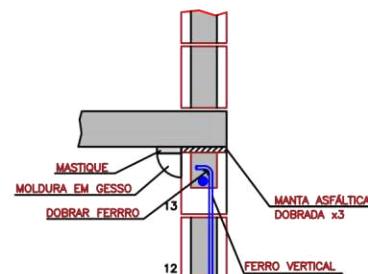
LIGAÇÃO ENTRE PAREDES ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS



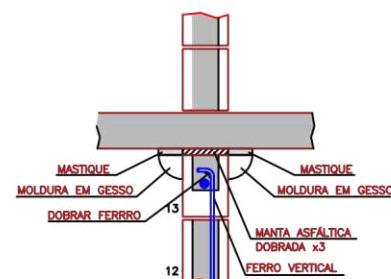
DETALHE TÍPICO DE DILATAÇÃO DE LAJE DE COBERTURA

SEM ESC.

ALVENARIAS EXTERNAS



ALVENARIAS INTERNAS



TÍTULO:

PROJETO DE GRADUAÇÃO

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

ROBERTO SANTIAGO

ASSUNTO:

PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

ESCALA:

SEM ESCALA

FOLHA:

06

UNIVERSIDADE

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

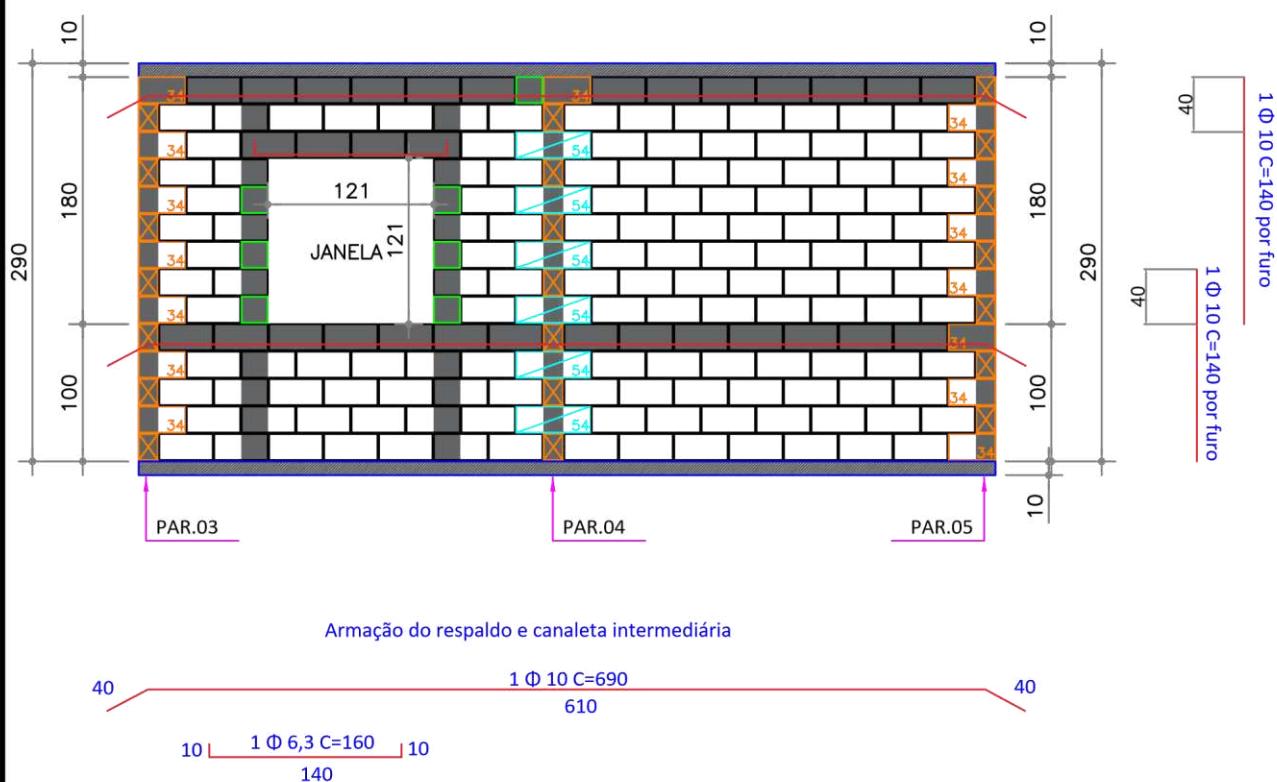
ORIENTADOR

ALEXANDRE BERTINI

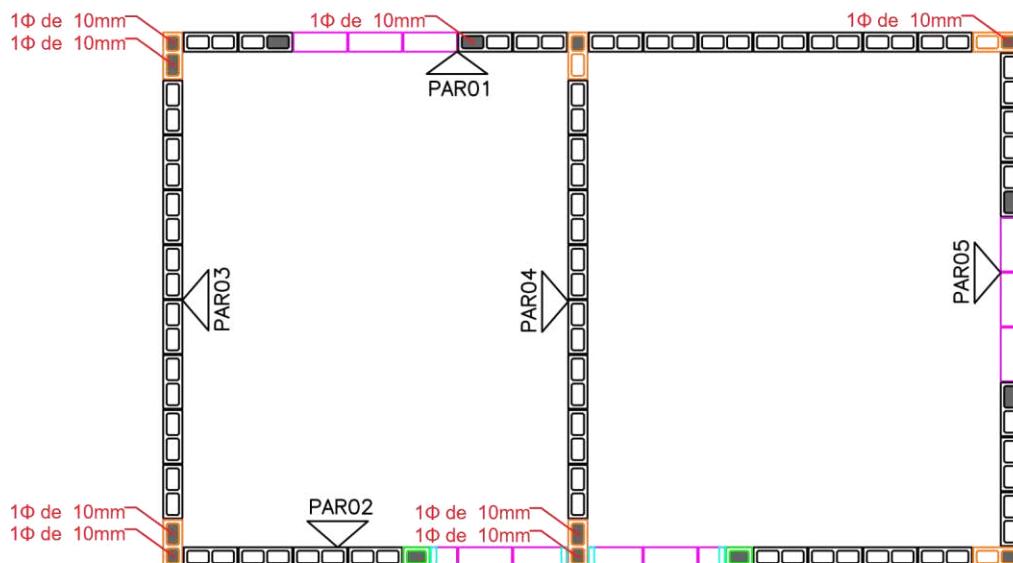
DATA:

25/11/2022

ARMADURA E GRAUTE - PAREDE 01

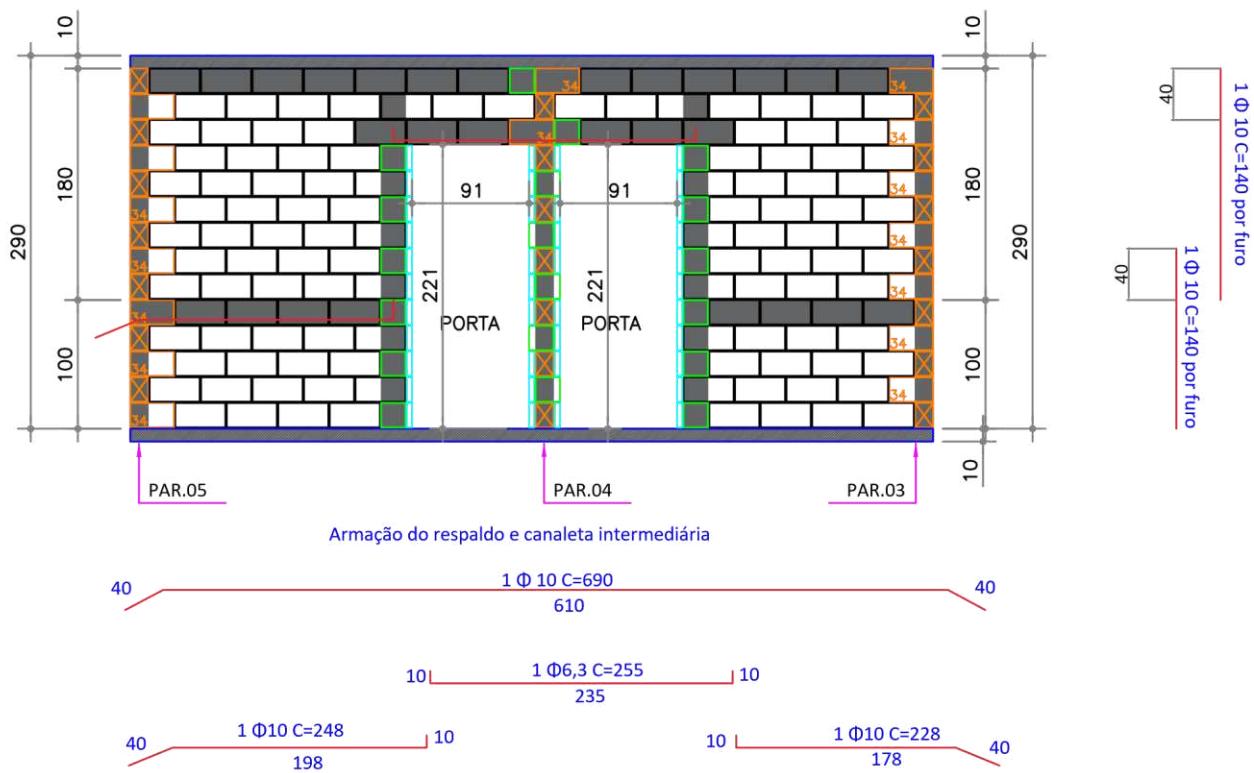


PLANTA BAIXA - GRAUTE E ARMAÇÃO

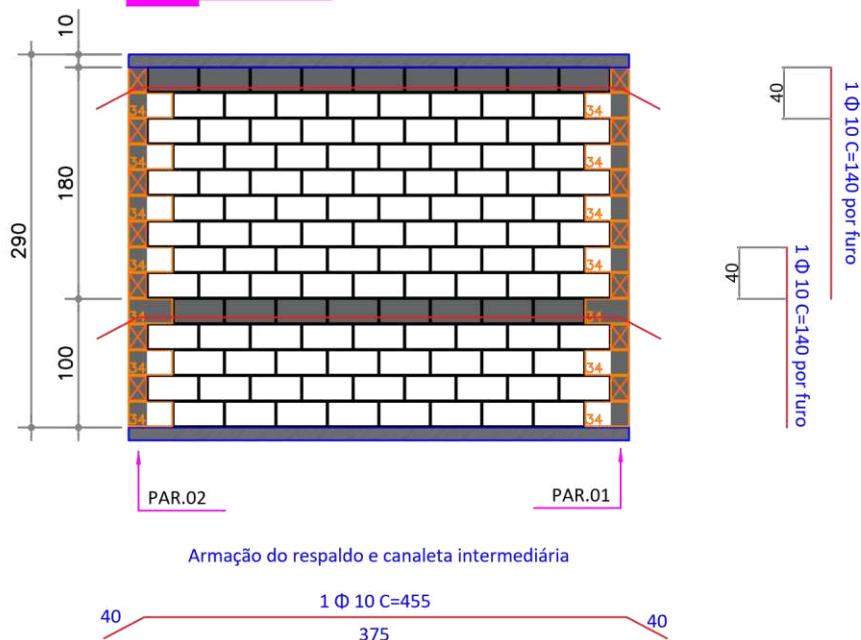


TÍTULO:	PROJETO DE GRADUAÇÃO			RESPONSÁVEL TÉCNICO:	ROBERTO SANTIAGO	
ASSUNTO:	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL			ESCALA:	SEM ESCALA	
UNIVERSIDADE:	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ			ORIENTADOR:	ALEXANDRE BERTINI	FOLHA: 07

ARMADURA E GRAUTE- PAREDE 02



ARMADURA E GRAUTE - PAREDE 03



TÍTULO:

PROJETO DE GRADUAÇÃO

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

ROBERTO SANTIAGO

ASSUNTO:

PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

ESCALA:

FOLHA:

www.ijerpi.org | 10

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

GEN

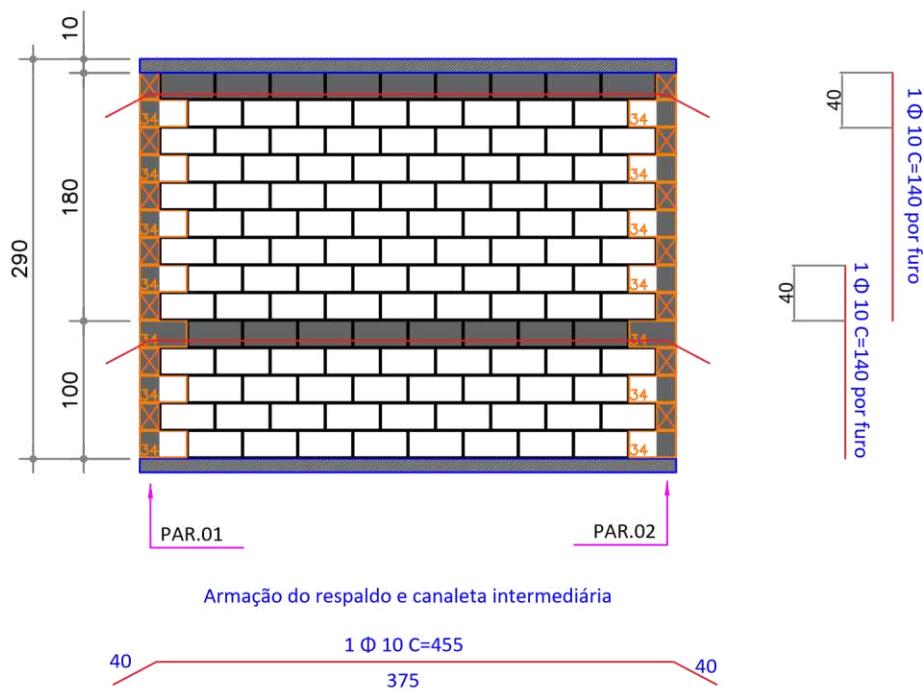
INTADOR
ALEXANDRE F.

第10页

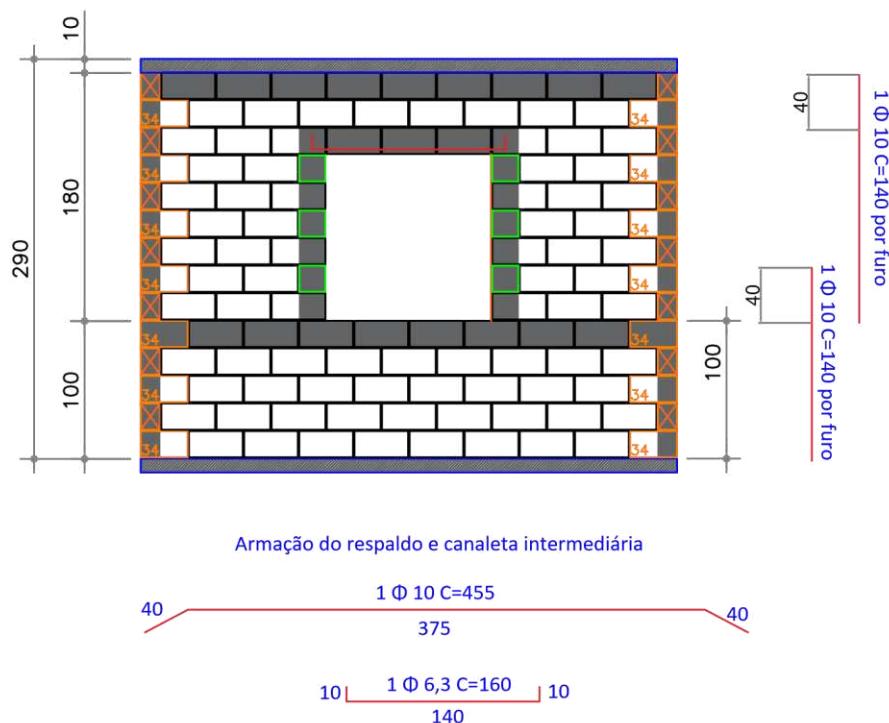
654

25/11/2022

ARMADURA E GRAUTE - PAREDE 04



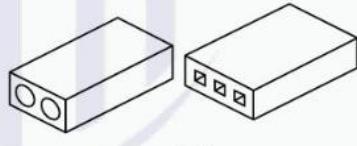
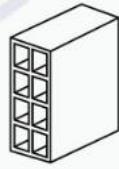
ARMADURA E GRAUTE - PAREDE 05



TÍTULO:	PROJETO DE GRADUAÇÃO		
ASSUNTO:	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL		
UNIVERSIDADE	UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	RESPONSÁVEL TÉCNICO: ROBERTO SANTIAGO	ESCALA: SEM ESCALA
		ORIENTADOR: ALEXANDRE BERTINI	FOLHA: 03 DATA: 25/11/2022

ANEXO A – TABELA DE ESPECIFICAÇÃO QUANTO A RESISTÊNCIA MÍNIMA, ABSORÇÃO D’ÁGUA E GEOMETRIA PARA CADA TIPO DE BLOCO CERÂMICO

Tabela 61: Especificação quanto a resistência mínima, absorção d’água e geometria
(continua)

Bloco ou tijolo de vedação em parede vazada com furos ou vazados horizontais					
Classe	f_b mínimo MPa	Absorção d’água %	Geometria		
					
			Espessura mínima das paredes do bloco ou tijolo mm		
VED15	1,5	8 a 25	7	Não há	20

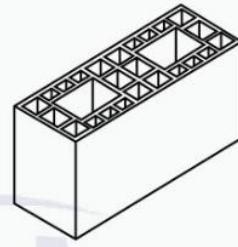
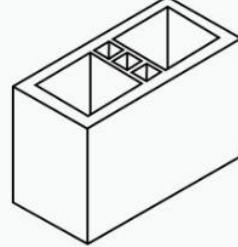
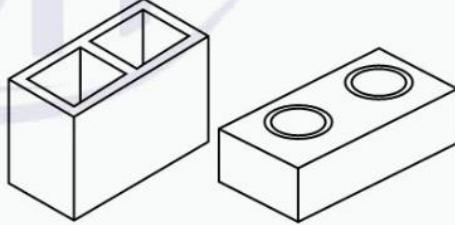
Bloco para alvenaria racionalizada em parede vazada com vazados verticais					
Classe	f_b mínimo MPa	Absorção d’água %	Geometria		
					
			Espessura mínima das paredes do bloco mm		
			Externa	Interna	

Tabela 61: Especificação quanto a resistência mínima, absorção d'água e geometria (continua)

Tijolo maciço ou perfurado para vedação			
Classe	f_b mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria
VED40	4,0	8 a 25	
Tijolo maciço ou perfurado estrutural			
Classe	f_b mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria
EST60	6,0	8 a 25	
EST80	8,0		
EST100	10,0		
EST120	12,0		
EST140	14,0		
Bloco para alvenaria racionalizada em parede vazada com vazados verticais			
Classe	f_{bk} mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria
EST40 EST60 EST80 EST100 EST120 EST140	4,0 6,0 8,0 10,0 12,0 14,0	8 a 21	
			Espessura mínima das paredes do bloco mm
			Externa
			7
			Interna
			6
			8
			7

Tabela 61: Especificação quanto a resistência mínima, absorção d'água e geometria
(continua)

Bloco ou tijolo para alvenaria racionalizada em parede maciça com vazados verticais				
Classe	f_{bk} mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria	
				
			Espessura mínima das paredes mm	
		Externa Interna		
EST40	4,0	8 a 21	15	15
EST60	6,0		18	18
EST80	8,0		20	20

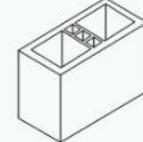
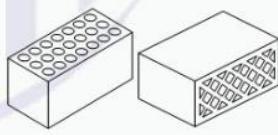
Bloco para alvenaria racionalizada em parede maciça com vazados verticais com parede interna dupla				
Classe	f_{bk} mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria	
				
			Espessura mínima das paredes mm	
		Externa Interna		
EST40	4,0	8 a 21	15	8
EST60	6,0		18	8
EST80	8,0		20	8
EST120	12,0		20	8
EST140	14,0		20	8
EST160	16,0		20	8
EST180	18,0		20	8
EST200	20,0		20	8

Tabela 61: Especificação quanto a resistência mínima, absorção d'água e geometria
(continua)

Classe	f_{bk} mínimo MPa	Absorção d'água %	Geometria	
				
			Espessura mínima das paredes mm	
			Externa	Índice de vazios %
EST40	4,0	8 a 21	8	≤ 25
EST60	6,0			
EST80	8,0			
EST120	12,0			
EST140	14,0			
EST160	16,0			
EST180	18,0			
EST200	20,0			

NOTA Para as classes EST, resistências maiores podem ser utilizadas, padronizando a denominação de 2 MPa em 2 MPa, sendo o valor após as iniciais EST iguais à resistência do bloco em quilograma-força por centímetro quadrado (kgf/cm^2), aproximando 1 kgf/cm^2 igual a 0,1 MPa.

Fonte: ABNT NBR 15270-1 (2004)

**ANEXO B – DIMENSÕES NOMINAIS USUAIS PARA BLOCOS
CERÂMICOS DE VEDAÇÃO, BLOCOS CERÂMICOS ESTRUTURAIS E
TIJOLOS**

Tabela 62: Dimensões nominais de blocos de vedação - VED (continua)

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
(1) $M \times (1) M \times (2) M$	9	9	19	9
(1) $M \times (1) M \times (5/2) M$			24	11,5
(1) $M \times (3/2) M \times (2) M$		14	19	9
(1) $M \times (3/2) M \times (5/2) M$			24	11,5
(1) $M \times (3/2) M \times (3) M$		19	29	14
(1) $M \times (2) M \times (2) M$			19	9
(1) $M \times (2) M \times (5/2) M$			24	11,5
(1) $M \times (2) M \times (3) M$			29	14
(1) $M \times (2) M \times (4) M$	11,5	19	39	19
(5/4) $M \times (5/4) M \times (5/2) M$			24	11,5
(5/4) $M \times (3/2) M \times (5/2) M$		14	24	11,5
(5/4) $M \times (2) M \times (2) M$			19	9
(5/4) $M \times (2) M \times (5/2) M$		19	24	11,5
(5/4) $M \times (2) M \times (3) M$			29	14
(5/4) $M \times (2) M \times (4) M$			39	19

Tabela 62: Dimensões nominais de blocos de vedação - VED

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
(3/2) $M \times (1) M \times (5/2) M$	14	09	24	11,5
(3/2) $M \times (1) M \times (3) M$			29	14
(3/2) $M \times (2) M \times (2) M$			19	9
(3/2) $M \times (2) M \times (5/2) M$			24	11,5
(3/2) $M \times (2) M \times (3) M$			29	14
(3/2) $M \times (2) M \times (4) M$		19	39	19
(2) $M \times (2) M \times (2) M$			19	9
(2) $M \times (2) M \times (5/2) M$			24	11,5
(2) $M \times (2) M \times (3) M$			29	14
(2) $M \times (2) M \times (4) M$			39	19
(5/2) $M \times (5/2) M \times (5/2) M$	24	24	24	11,5
(5/2) $M \times (5/2) M \times (3) M$			29	14
(5/2) $M \times (5/2) M \times (4) M$			39	19

NOTA 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.

Fonte: ABNT NBR 15270-1 (2004)

Tabela 63: Dimensões nominais de cerâmicos estruturais e vedação para alvenaria racionalizada - EST (continua)

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
$M \times (5/4) M \times (5/2) M$	9,0	11,5	24	11,5	-
$M \times (2) M \times (5/2) M$			24	11,5	-
$M \times (2) M \times (3) M$		29	14	24,0	39,0
$M \times (2) M \times (4) M$		39	19	29,0	49,0
		59	29	-	-

Tabela 63: Dimensões nominais de cerâmicos estruturais e vedação para
alvenaria racionalizada - EST (continua)

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	19	11,5	24	11,5	-	36,5
(5/4) $M \times (2) M \times (5/2) M$			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.

Tabela 63: Dimensões nominais de cerâmicos estruturais e vedação para alvenaria racionalizada - EST

Dimensões modulares $L \times H \times C$ Módulo dimensional $M = 100$ mm	Dimensões nominais mm			
	Largura L	Altura H	Comprimento C	
			Tijolo principal	1/2 tijolo
(1) $M \times (5/8)$ $M \times (2)$ M	90	53	190	90
(1) $M \times (5/8)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(1) $M \times (2/3)$ $M \times (2)$ M		57	190	90
(1) $M \times (2/3)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(1) $M \times (3/4)$ $M \times (2)$ M		65	190	90
(1) $M \times (3/4)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(1) $M \times (1)$ $M \times (2)$ M		90	190	90
(1) $M \times (1)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(5/4) $M \times (5/8)$ $M \times (2)$ M		53	190	90
(5/4) $M \times (5/8)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(5/4) $M \times (2/3)$ $M \times (2)$ M		57	190	90
(5/4) $M \times (2/3)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(5/4) $M \times (3/4)$ $M \times (2)$ M		65	190	90
(5/4) $M \times (3/4)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(5/4) $M \times (1)$ $M \times (2)$ M		90	190	90
(5/4) $M \times (1)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(5/4) $M \times (5/4)$ $M \times (2)$ M		115	190	90
(5/4) $M \times (5/4)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(5/4) $M \times (5/4)$ $M \times (3)$ M			290	140
(3/2) $M \times (5/8)$ $M \times (2)$ M	140	53	190	90
(3/2) $M \times (5/8)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(3/2) $M \times (5/8)$ $M \times (3)$ M			290	140
(3/2) $M \times (2/3)$ $M \times (2)$ M		57	190	90
(3/2) $M \times (2/3)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(3/2) $M \times (2/3)$ $M \times (3)$ M			290	140
(3/2) $M \times (3/4)$ $M \times (2)$ M		65	190	90
(3/2) $M \times (3/4)$ $M \times (5/2)$ M			240	115
(3/2) $M \times (3/4)$ $M \times (3)$ M			290	140
(3/2) $M \times (1)$ $M \times (5/2)$ M		90	240	115
(3/2) $M \times (1)$ $M \times (3)$ M			290	140
(3/2) $M \times (5/4)$ $M \times (5/2)$ M		115	240	115
(3/2) $M \times (5/4)$ $M \times (3)$ M			290	140

NOTA Tijolos podem ser fabricados também nos padrões das Tabelas 3 e 4.

Fonte: ABNT NBR 15270-1 (2004)