

**DAIANA ROSA DE SOUZA**

**Desenvolvimento de planilhas computacionais para o cálculo de ações verticais e horizontais de alvenaria estrutural**

Guaratinguetá - SP  
2015

**Daiana Rosa de Souza**

**Desenvolvimento de planilhas computacionais para o cálculo de ações verticais e horizontais de alvenaria estrutural**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

Guaratinguetá - SP  
2015

S729 d Souza, Daiana Rosa de

Desenvolvimento de planilhas computacionais para o cálculo de ações verticais e horizontais de alvenaria estrutural / Daiana Rosa de Souza – Guaratinguetá, 2016.

76 f. : il.

Bibliografia : f. 69

Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2016.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

1. Alvenaria. 2. Engenharia civil. I. Título

CDU 693.2

DESENVOLVIMENTO DE PLANILHAS COMPUTACIONAIS PARA O  
CÁLCULO DE AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS DE  
ALVENARIA ESTRUTURAL


ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO  
COMO PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO  
DIPLOMA DE **GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL**

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Prof. Dr. Enos Arneiro Nogueira da Silva  
Coordenador

**BANCA EXAMINADORA:**

  
Prof. Dr. ANTONIO WANDERLEY TERNI  
Orientador/UNESP-FEG

  
Prof. Dra. ISABEL CRISTINA DE BARROS TRANNIN  
UNESP-FEG

  
Engenheiro civil LUIZ GUILHERME FERNANDES LOPES  
Membro Externo

Dezembro de 2015

Aos meus pais,

Marinalva e Francisco  
e irmãos,

Talita e Francisco Jr.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus que abençoou e iluminou meu caminho.

A minha família, por todo o apoio, encorajamento e compreensão dados em todos os momentos.

Aos meus amigos e colegas da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá pelo convívio durante os anos de faculdade e pela possibilidade de crescimento pessoal. Em especial para as minhas amigas Raquel e Maísa pelo compartilhamento de alegrias, dúvidas e companheirismo durante a realização deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni por toda a orientação.

Aos colegas, funcionários e professores da Faculdade de Engenharia do Câmpus da UNESP de Guaratinguetá.

## RESUMO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo que vem despertando o interesse de construtoras devido às vantagens que este sistema apresenta. Este trabalho avaliou as necessidades para a determinação dos esforços e tensões de seus elementos para posterior dimensionamento. Inicialmente foram feitas considerações sobre o sistema construtivo e suas características. Focalizou-se o uso de exemplos modificados para o desenvolvimento das planilhas computacionais que auxiliam nas avaliações das solicitações oriundas de ações verticais e horizontais. As considerações sobre os diferentes métodos e suas respectivas considerações foram analisadas por meio das planilhas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Alvenaria estrutural. Análise das ações verticais e horizontais. Planilhas computacionais.

## **ABSTRACT**

Structural masonry is a building system that has aroused the interest of construction companies due to the advantages that this system offers. This study evaluated the needs to determine the strain and tension of its elements for further structural masonry design. Initially considerations were made on the building system and its features. It focused on the use of modified examples for the development of computer spreadsheets to assist in the evaluation of requests coming from vertical and horizontal actions. The considerations of the different methods and their considerations were analyzed using the spreadsheets.

**KEYWORDS:** Structural masonry. Analysis of the vertical and horizontal actions. Computer spreadsheets.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Pirâmides de Gizé .....	14
Figura 2 – Coliseu Romano .....	14
Figura 3 – Edifício Monadnock Building.....	15
Figura 4 – Blocos Família 29 .....	23
Figura 5 – Blocos Família 39 .....	24
Figura 6 – Amarração em "L" e "T" com modulação M-15.....	25
Figura 7 – Amarração em "L" e "T" com modulação M-20 e espessura 14 cm.....	25
Figura 8 – Modulação Vertical de piso a teto.....	26
Figura 9 – Blocos Especiais.....	27
Figura 10 – Sistema de paredes transversais .....	29
Figura 11 – Sistema de paredes celulares .....	30
Figura 12 – Sistema complexo .....	31
Figura 13 – Interação com carga distribuída .....	35
Figura 14 – Interação de paredes em um canto .....	36
Figura 15 – Interação de paredes em região de abertura .....	36
Figura 16 – Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento.....	41
Figura 17 – Parâmetros para cálculo do desaprumo.....	44
Figura 18 – Limite máximo para o desaprumo e desalinhamento das paredes .....	45
Figura 19 – Consideração de abas em painéis de contraventamento .....	46
Figura 20 – Representação de uma parede com aberturas por barras .....	48
Figura 21 – Associação plana de painéis de contraventamento .....	49
Figura 22 – Nó mestre .....	50
Figura 23 – Modelo tridimensional de paredes com lintéis.....	51
Figura 24 – Trechos rígidos de barra.....	51
Figura 25 – Momento de segunda ordem .....	53
Figura 26 – Grupos de paredes .....	54
Figura 27 – Planilha "DADOS INICIAIS" .....	55
Figura 28 – Paredes isoladas (1º pavimento).....	56
Figura 29 – Paredes isoladas (6º pavimento).....	56
Figura 30 – Dados dos grupos de paredes .....	57
Figura 31 – Grupos de paredes isoladas sem interação (1º pavimento) .....	58
Figura 32 – Grupos de paredes isoladas sem interação (6º pavimento) .....	58

Figura 33 – Grupos de paredes isoladas sem interação (6º pavimento) .....	59
Figura 34 – Planta do Pavimento Tipo .....	60
Figura 35 – Grupos de Paredes.....	61
Figura 36 – Planilha “AÇÕES DO VENTO” .....	62
Figura 37 – Planilha “FORÇAS RESULTANTES” .....	63
Figura 38 – Esquema das Forças Resultantes.....	63
Figura 39 – Planilha “AÇÕES DEVIDO AO DESAPRUMO” .....	64
Figura 40 – Ação do desaprumo.....	64
Figura 41 – Planilha "ESFORÇOS SOLICITANTES GLOBAIS" .....	65
Figura 42 – Planilha “CÁLCULO DAS RIGIDEZES” .....	65
Figura 43 – Planilha "CORTANTE E MOMENTO FLETOR" .....	66

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1: Resistência à compressão dos blocos de concreto.....	19
Tabela 2: Resistência à compressão dos blocos cerâmicos .....	20
Tabela 3 - Principais pesos específicos para alvenaria.....	35

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	13
1.1	BREVE HISTÓRICO .....	13
1.2	JUSTIFICATIVA .....	16
1.3	OBJETIVOS .....	17
1.4	ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO .....	17
<b>2</b>	<b>CONSIDERAÇÕES GERAIS</b> .....	18
2.1	TIPOS DE ALVENARIA .....	18
2.2	COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	19
<b>2.2.1</b>	<b>Blocos ou unidades</b> .....	19
<b>2.2.2</b>	<b>Argamassa</b> .....	20
<b>2.2.3</b>	<b>Graute</b> .....	20
<b>2.2.4</b>	<b>Armadura</b> .....	21
2.3	ELEMENTOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	21
<b>2.3.1</b>	<b>Parede:</b> .....	21
<b>2.3.2</b>	<b>Cinta:</b> .....	21
<b>2.3.3</b>	<b>Verga:</b> .....	22
<b>2.3.4</b>	<b>Contraverga:</b> .....	22
2.4	MODULAÇÃO .....	22
<b>2.4.1</b>	<b>Modulação Horizontal</b> .....	22
<b>2.4.2</b>	<b>Modulação Vertical</b> .....	26
<b>3</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL PARA CARGAS VERTICAIS</b> .....	28
3.1	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....	28
3.2	ANÁLISE ESTRUTURAL .....	32
3.3	CARREGAMENTO VERTICAL .....	32
<b>3.3.1</b>	<b>Cargas Provenientes das Lajes</b> .....	33

3.3.2	<b>Peso Próprio das Paredes</b> .....	34
3.4	INTERAÇÃO DAS PAREDES E UNIFORMIZAÇÃO DAS CARGAS .....	35
3.5	PROCEDIMENTOS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS.....	37
3.5.1	<b>Paredes Isoladas</b> .....	37
3.5.2	<b>Grupos isolados de Paredes</b> .....	38
3.5.3	<b>Grupos de Paredes com Interação</b> .....	39
3.5.4	<b>Modelagem Tridimensional em Elementos Finitos</b> .....	40
4	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL PARA CARGAS HORIZONTAIS</b> .....	41
4.1	AÇÕES HORIZONTAIS .....	41
4.1.1	<b>Ação dos Ventos</b> .....	41
4.1.2	<b>Desaprumo</b> .....	43
4.2	CONSIDERAÇÕES DE ABAS EM PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO .	45
4.3	DISTRIBUIÇÃO DE AÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTOS SIMÉTRICOS .....	46
4.3.1	<b>Paredes Isoladas</b> .....	47
4.3.2	<b>Paredes com Aberturas</b> .....	48
4.4	DISTRIBUIÇÃO DE AÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTO ASSIMÉTRICO .....	49
4.4.1	<b>Paredes Isoladas</b> .....	50
4.4.2	<b>Paredes com aberturas</b> .....	50
4.5	CONSIDERAÇÃO DE TRECHOS RÍGIDOS .....	51
4.6	ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO 53	
5	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	54
5.1	EXEMPLO PARA AÇÕES VERTICAIS.....	54
5.1.1	<b>Procedimento das paredes isoladas</b> .....	55
5.1.2	<b>Procedimento dos grupos isolados de paredes (sem interação)</b> .....	57
5.1.3	<b>Grupos de paredes com interação</b> .....	59

5.2	EXEMPLO PARA AÇÕES HORIZONTAIS.....	60
6	CONCLUSÃO.....	67
	REFERÊNCIAS.....	69
	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....	70
	ANEXOS.....	69

## 1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é um sistema de construção civil utilizado há milhares de anos pelo homem. Com a utilização de blocos de diversos materiais, como pedra e argila, as construções, inicialmente, eram baseadas em métodos empíricos através do empilhamento puro e simples das unidades.

A alvenaria estrutural como sistema construtivo desempenha a função tanto de vedação quanto a estrutural, que elimina as vigas e pilares presentes em outros sistemas como o de concreto armado e estrutura metálica.

Por meio desse sistema pode-se construir casas térreas, sobrados, residências de conjuntos habitacionais e edifícios.

Segundo Côrrea & Ramalho (2003), o principal conceito estrutural ligado à utilização desse sistema é a transmissão de ações através de tensões de compressão.

### 1.1 BREVE HISTÓRICO

Desde a antiguidade a alvenaria, como elemento estrutural comprimido, é uma das mais antigas formas de construção.

Sua utilização abrange habitações, monumentos e templos religiosos.

Como exemplos têm-se:

As três pirâmides de Gize (Figura 1) que foram construídas no Egito Antigo há, aproximadamente, 4500 anos. Elas serviram de tumbas para os faraós Quéops, Quéfren e Miquerinos. Em sua construção foram utilizados cerca de 2,3 milhões de blocos.

Figura 1 – Pirâmides de Gizé



Fonte: Blog Viajeiras (2014)<sup>1</sup>

Outro marco na história da alvenaria estrutural é o Coliseu Romano (Figura2), grande anfiteatro capaz de receber 50 mil pessoas e composto por arcos e pilares.

Figura 2 – Coliseu Romano



Fonte: Maja Foto (2011)<sup>2</sup>

---

<sup>1</sup>BLOG VIAJEIRAS. **Ruínas históricas: Pirâmides de Gizé!** Disponível em: <blogviajeiras.wordpress.com>. Acesso em: 15 de agosto de 2015.

<sup>2</sup>DEPOSITPHOTOS. **O Coliseu**, Roma. Disponível em: <br.depositphotos.com>. Acesso em: 15 de agosto de 2015.

Posteriormente à construção do Coliseu Romano tiveram-se outras construções em alvenaria estrutural, como é o caso de algumas catedrais góticas que, até hoje, impressionam por sua opulência, detalhes e duração.

Contudo, um marco clássico da alvenaria estrutural foi o Edifício Monadnock Building (Figura 3). É um edifício comercial construído nos Estados Unidos, em Chicago, Illinois no final do século XIX.

É composto por 16 pavimentos, com altura total de 65 m e paredes de 1,80 m de espessura no térreo.

Este edifício foi considerado na época como limite dimensional máximo para estruturas de alvenaria calculadas pelos métodos empíricos (ABCI, 1990).

Figura 3 – Edifício Monadnock Building



Fonte: Acceti (1998)

Os edifícios em alvenaria estrutural foram pouco desenvolvidos durante um período de 50 anos devido à emergente alternativa de estruturas de concreto armado (HENDRY, 2002).

Segundo Hendry<sup>3</sup> (2002), somente na década de 50 o interesse pela construção em alvenaria estrutural voltou a interessar, pois a segunda guerra mundial (1939-1945) causou grande escassez de materiais de construção na Europa, principalmente do aço.

Assim, alguns edifícios em alvenaria estrutural foram construídos, principalmente na Suíça, pela inexistência de indústrias de aço na região.

Daí tem-se que outro marco importante para o sistema construtivo foi a construção de um edifício de 13 pavimentos em alvenaria não armada, com paredes internas de 15 cm de espessura externas de 37,5 cm em 1950 por Paul Haller, na Suíça.

Outros edifícios também foram construídos na Alemanha, Inglaterra e Estados Unidos.

No Brasil, o uso de alvenaria como elemento portante, mesmo que de forma simples e sem técnicas rebuscadas, iniciou-se no período colonial. Porém, segundo Cavalheiro<sup>4</sup> (1998) o seu uso como sistema construtivo deu-se a partir do fim da década de 60, com a construção de prédios de 4 pavimentos em São Paulo com tecnologia baseados em normas americanas. Daí para frente, os processos em alvenaria estrutural, empregando também blocos sílico-calcários e blocos cerâmicos, começam a ser utilizados em escala crescente, principalmente no estado de São Paulo, com base em normas da Inglaterra e Alemanha, entre outras.

Hoje, o sistema construtivo já conta com normas da ABNT e se firmou como uma alternativa eficiente e econômica para a construção de habitações populares, industriais, de padrão mais elevado, entre outros, pois tem um grande potencial de redução de custos, racionalização e facilidade de execução<sup>5</sup>.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Por ser um sistema construtivo que nas últimas décadas tem despertado o interesse de construtoras devido às vantagens que apresenta, o estudo da alvenaria estrutural é de grande valia como uma alternativa que pode tornar-se mais econômica, capaz de aliar muitas vantagens à sua utilização como na economia de fôrmas, na redução significativa nos revestimentos, na redução dos desperdícios de material e na mão de obra, entre outros fatores.

---

<sup>3</sup>HENDRY, A.W. **Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe**. Prog. Struct. Eng. Mater. 2002; 4:291–300. University of Edinburgh, Scotland.

<sup>4</sup>CAVALHEIRO, O. P. **Alvenaria estrutural: tão antiga e tão atual**. Jornal da ANICER, Porto Alegre, p. 5, 31 jul. 1998.

<sup>5</sup>Esse quesito está associado a outros fatores, tais como, capacidade da mão de obra, bons projetos, entre outros.

Apesar de apresentar desvantagens como restrição às mudanças arquitetônicas, interferência de vários projetos (arquitetônico, estrutural, hidráulico e elétrico) e mão de obra especializada, é um sistema interessante e que se mostra vantajoso para algumas construções.

Portanto, a sua análise estrutural se faz necessária para que sejam determinados os esforços e tensões de seus elementos para posterior dimensionamento.

Nesse aspecto, a elaboração de planilhas computacionais que auxiliem nas avaliações das solicitações oriundas de carregamentos verticais e horizontais, bem como suas respectivas considerações é útil para consultas de profissionais interessados e para o meio universitário.

### 1.3 OBJETIVOS

Este trabalho de conclusão de curso busca desenvolver planilhas computacionais para avaliação de esforços solicitantes em alvenaria estrutural para fins de dimensionamento e verificações pertinentes que futuramente podem ser aprimoradas.

A partir da análise estrutural referente às considerações normativas para alvenaria estrutural, a elaboração destas planilhas visa agilizar a obtenção destes esforços para futura aplicação no dimensionamento.

Para a construção destas planilhas se faz um estudo de forma simplificada sobre o sistema construtivo com o intuito de esclarecimento de alguns aspectos teóricos.

### 1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado da seguinte maneira:

No capítulo 2 são feitas considerações gerais sobre a alvenaria estrutural, seus tipos, componentes e modulação.

No capítulo 3 são explicados conceitos para a análise estrutural e determinação das ações verticais e sua distribuição ao longo do edifício.

De maneira similar, no capítulo 4 é feita a análise estrutural para as ações horizontais e suas considerações.

No capítulo 5 são desenvolvidos exemplos e planilhas que exemplifiquem as considerações das ações verticais e horizontais apresentadas nos capítulos 3 e 4, além de serem feitas discussões a respeito.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões do trabalho.

## 2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

### 2.1 TIPOS DE ALVENARIA

Accetti (1998) apresenta que, segundo a ABNT (NBR-10837), alvenaria estrutural não armada de blocos vazados de concreto é “aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa e que contém armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, não sendo esta última considerada na absorção dos esforços calculados”.

Já a alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto, segundo a mesma referência, é “aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração”.

Para complementar as considerações básicas, pode-se dividir a alvenaria estrutural nos seguintes tipos:

➤ Alvenaria Estrutural não armada:

Quando os reforços de aço (barras, fios e telas) ocorrem apenas por finalidades construtivas. As armaduras não são consideradas na absorção dos esforços, mas são importantes para dar ductilidade à estrutura e evitar ou diminuir a fissuração em pontos de concentração de tensões. Além disso, as armaduras podem colaborar para a segurança contra cargas não previsíveis, podendo impedir o colapso progressivo.

➤ Alvenaria Estrutural Armada:

Quando a alvenaria é reforçada devido às exigências estruturais. Neste caso, a alvenaria possui armaduras colocadas em alguns vazados dos blocos, devidamente envolvidas por graute, para absorver os esforços calculados, além das armaduras construtivas e de amarração.

➤ Alvenaria Estrutural parcialmente armada:

Quando parte da estrutura tem paredes com armaduras para resistir aos esforços calculados, além das armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, sendo as paredes restantes consideradas não armadas.

➤ Alvenaria Estrutural protendida:

Esta forma de alvenaria é reforçada por uma armadura ativa (pré-tensionada), que submete a alvenaria a esforços de compressão. Difundida na Inglaterra, ainda não é utilizada no Brasil.

## 2.2 COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL

### 2.2.1 Blocos ou unidades

Segundo Corrêa & Ramalho (2003, p. 07), os blocos ou unidades “são as principais responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura”.

São divididos de acordo com a sua composição material em: blocos cerâmicos, blocos de concreto e blocos sílico-calcário.

Estes dois últimos são os mais utilizados na alvenaria estrutural.

Com base na sua aplicação, a normalização brasileira define dois tipos de blocos de concreto:

- i. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria sem função estrutural (NBR 7173), chamado “bloco de vedação”
- ii. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural (NBR 6136), chamado “bloco estrutural”. (ABCP, 2004, PR-01). A NBR 6136 - Bloco Vazado de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural especifica os limites para a resistência característica do bloco à compressão como mostra a Tabela 1.

Tabela 1– Resistência à compressão dos blocos de concreto

Tipo		Resistência Característica (MPa)
Portante	A	≥ 6,0
	B	≥ 4,0
	C	≥ 3,0
De vedação	D	≥ 2,0

Fonte: Transcrição da tabela 3 da NBR 6136

A NBR 7171 – Bloco Cerâmico para Alvenaria determina os seguintes valores de resistência à compressão, conforme Tabela 2:

Tabela 2– Resistência à compressão dos blocos cerâmicos

Tipo		Resistência Característica (MPa)
De vedação	A	1,5
	B	2,5
	C	4,0
Portante	D	7,0
	E	10,0

Fonte: Transcrição da Tabela 3 da NBR 7171

### 2.2.2 Argamassa

A argamassa é material composto por um ou mais aglomerantes geralmente o cimento e a cal, por um agregado miúdo, geralmente a areia e água suficiente para produzir uma mistura plástica de boa trabalhabilidade, cuja função principal é a transferência uniforme das tensões entre as unidades, compensando as irregularidades e as variações dimensionais das mesmas, além da função de solidarização.

### 2.2.3 Graute

O graute é um tipo específico de concreto indicado para preenchimento de espaços vazios dos blocos e canaletas, com o objetivo de solidarizar eventuais armaduras posicionadas em seus vazios e aumentar a capacidade portante.

Segundo Corrêa & Ramalho (2003), o conjunto bloco, graute e eventualmente armadura trabalha de forma análoga ao concreto armado, sendo que o graute deve envolver completamente a armadura e formar uma estrutura monolítica.

Segundo a NBR 10837, o graute deve ter sua resistência característica maior ou igual a duas vezes a resistência característica do bloco.

#### 2.2.4 Armadura

As barras de aço utilizadas em alvenaria são as mesmas que as empregadas em concreto armado.

Porém, uma exceção é feita para a armadura que é posicionada em juntas de argamassa.

Para esse caso o diâmetro deve ser de no mínimo 3,8 mm e não ultrapassar a metade da espessura da junta.

### 2.3 ELEMENTOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Os elementos são uma parte suficientemente elaborada da estrutura e são formados por pelo menos dois dos componentes básicos. Como exemplos de elementos podem ser citados as paredes, as cintas, as vergas, as contravergas, etc. (CORRÊA & RAMALHO, 2003).

Segundo Helena Jr. (2012), pode-se definir cada um dos elementos da seguinte maneira:

#### 2.3.1 Parede:

➤ Estrutural:

É toda parede que participa da estrutura, servindo de apoio às lajes e a outros elementos da construção.

➤ Não estrutural:

É toda parede que não participa da estrutura, impondo o carregamento.

#### 2.3.2 Cinta:

Elemento usualmente composto de uma canaleta grauteada e armada, ou um conjunto delas, que pode estar apoiado ou não em outros elementos da estrutura como vergas, contravergas e lajes, que tem por finalidade principal distribuir as cargas de modo contínuo às paredes.

### **2.3.3 Verga:**

Elemento estrutural colocado sobre vãos e aberturas de portas e janelas principalmente, formada de uma ou mais canaletas grauteadas e armadas.

Tem a função principal de resistir a carregamentos.

### **2.3.4 Contraverga:**

Elemento estrutural colocado sob os vãos e aberturas de janelas principalmente, formada de uma canaleta grauteada e armada.

Tem a função principal de resistir a tensões concentradas nos cantos de abertura.

## **2.4 MODULAÇÃO**

A modulação da alvenaria é o ajuste das dimensões em planta e do pé direito da edificação, em função das dimensões dos blocos, de modo a se evitar cortes ou ajustes na execução das paredes.

Por meio da técnica de coordenação modular, consegue-se evitar vários trabalhos de ajuste no canteiro, que representariam perda de tempo, material e mão de obra.

O uso da modulação nos projetos arquitetônicos reflete em quase todas as fases do empreendimento, pois permite a padronização de materiais e procedimentos de execução, facilita o controle da produção e aumenta a precisão com que se produz a obra, além de tornar a execução rápida.

### **2.4.1 Modulação Horizontal**

De acordo com Corrêa & Ramalho (2003), para a modulação horizontal é importante que o comprimento e a largura sejam iguais ou múltiplos, de maneira que efetivamente se possa ter um único módulo em planta. Se isso ocorrer, a armação das paredes é feita de forma simplificada, o que resulta em ganhos significativos em termos de racionalização do sistema construtivo.

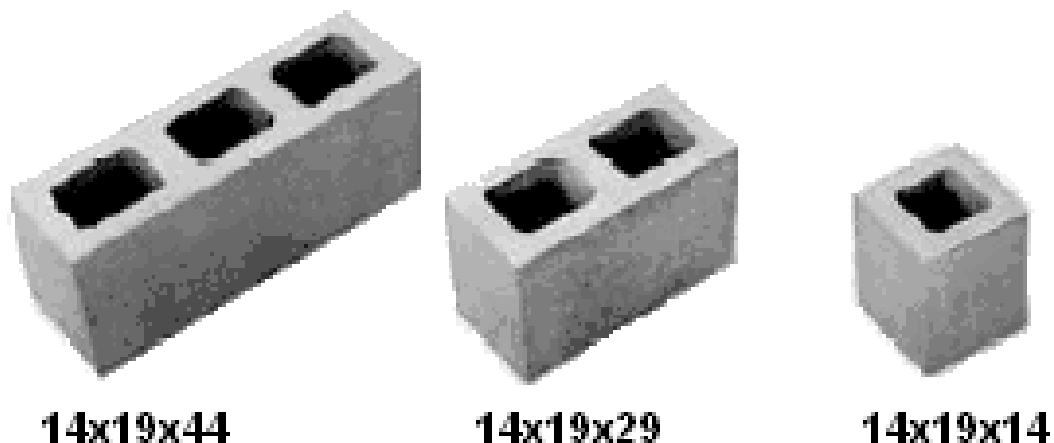
Para que se possa iniciar a modulação é necessário definir a família de blocos a ser utilizada e a largura deles.

A NBR 6136, que trata de blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural, especifica duas larguras padronizadas: largura nominal de 15 cm, denominado bloco M-15 e largura nominal de 20 cm, denominado bloco M-20. Entretanto segundo a norma, os comprimentos padronizados serão sempre de 20 e 40 cm e as alturas de 10 e 20 cm. Os blocos são divididos nas seguintes famílias:

➤ Família 29 (Unidade Modular 15):

Utilizar a família 29 é projetar usando unidade modular 15 e múltiplos de 15, onde 15 é a medida do bloco de 14 cm mais 1 cm de espessura das juntas (Figura 4). Neste caso, os blocos têm sempre 14 cm de largura, ou seja, o comprimento dos blocos é sempre múltiplo da largura, o que evita o uso dos elementos compensadores, salvo para ajuste de vãos de esquadrias.

Figura 4 – Blocos Família 29



Fonte: Guia da Obra (2007)<sup>6</sup>

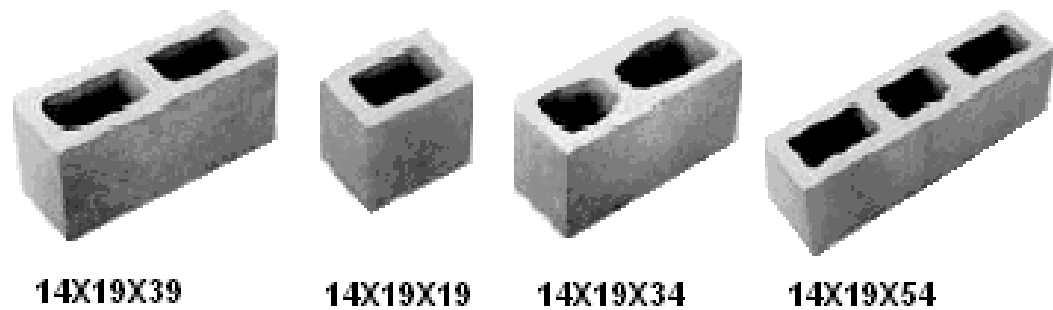
➤ Família 39 (Unidade Modular 20):

Já a adoção da família 39 (figura 5) implica em projetar usando a unidade modular 20 e múltiplos de 20, onde 20 é a medida do bloco de 19 cm mais 1 cm de

<sup>6</sup> GUIA DA OBRA. **Dicas sobre blocos de concreto**. Disponível em: <guiadaobra.net>. Acesso em: 24 setembro de 2015.

espessura das juntas. Neste caso, os blocos podem ter largura de 14 cm e 19 cm, sendo que os blocos de 14 cm exigem elementos compensadores não só para ajuste de vãos de esquadrias, mas também para compensação da modulação em planta baixa. Quando os blocos com largura de 14 cm são utilizados, precisa-se empregar um bloco especial, que é o bloco B34 (34 x 19 x 14 cm), para ajuste da unidade modular nos encontros em “L” e em “T” para a obtenção da amarração perfeita entre as alvenarias.

Figura 5 – Blocos Família 39



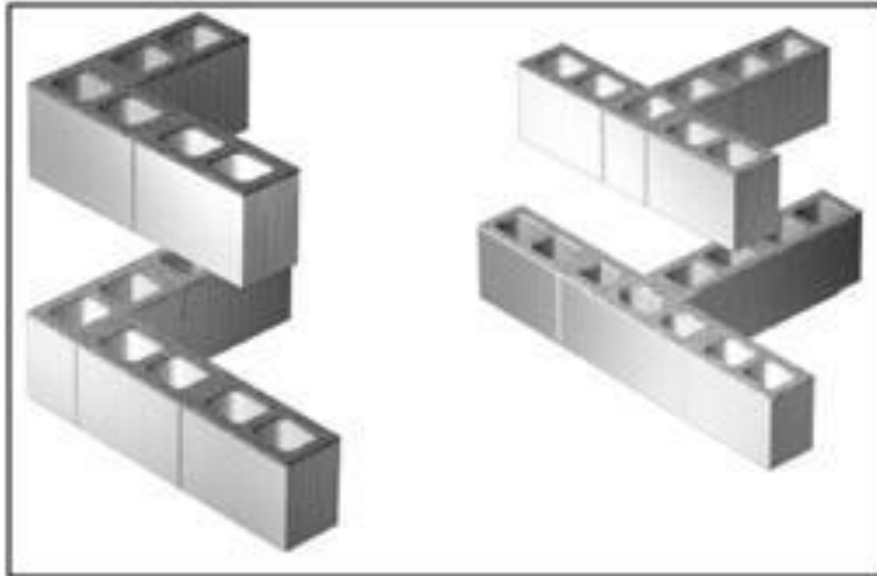
Fonte: Guia da Obra (2007)<sup>7</sup>

O lançamento do projeto deve começar pelos encontros em "L" e em "T", utilizando ou não os blocos especiais que se façam necessários e, em seguida, fecham-se os vãos das alvenarias (Figura 6 e Figura 7).

---

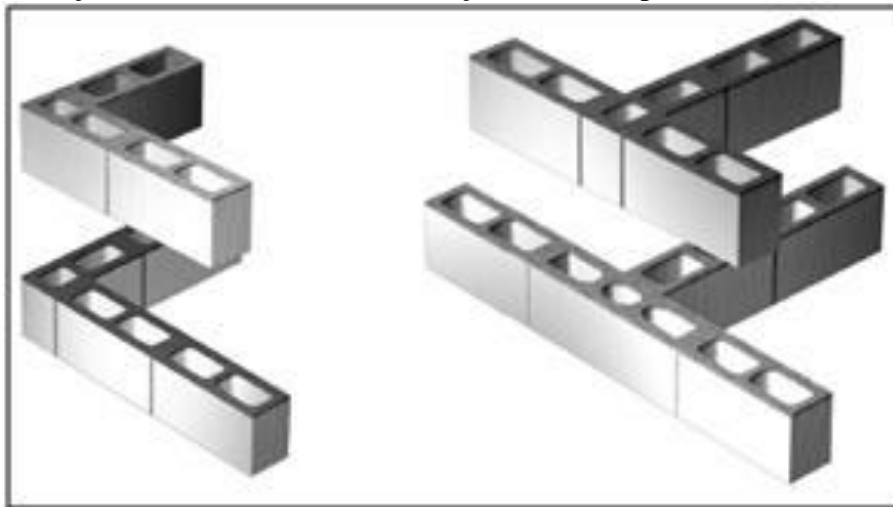
<sup>7</sup> GUIA DA OBRA. **Dicas sobre blocos de concreto**. Disponível em: <guiadaobra.net>. Acesso em: 24 setembro de 2015.

Figura 6: Amarração em "L" e "T" com modulação M-15



Fonte: Comunidade da Construção (2015)<sup>8</sup>

Figura 7: Amarração em "L" e "T" com modulação M-20 e espessura 14 cm



Fonte: Comunidade da Construção (2015)<sup>9</sup>

<sup>8</sup> COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO. **Alvenaria estrutural. Modulação.** Disponível em: <comunidadeconstrucao.com.br>. Acesso em 24 de setembro de 2015.

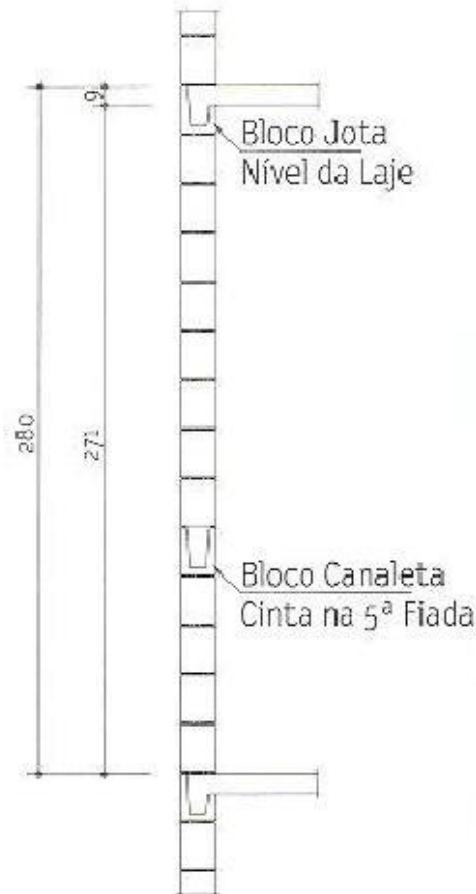
<sup>9</sup> COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO. **Alvenaria estrutural. Modulação.** Disponível em: <comunidadeconstrucao.com.br>. Acesso em 24 de setembro de 2015.

### 2.4.2 Modulação Vertical

Ainda segundo Corrêa & Ramalho (2003), a modulação vertical não provoca mudanças significativas no arranjo arquitetônico. Essa modulação pode ser feita de duas maneiras:

A primeira consiste em aplicar a distância modular de piso a teto com uso de blocos J nas terminações das paredes de extremidades e canaletas nas terminações de paredes internas (Figura 8). E a segunda na utilização da distância modular de piso a piso, nas terminações de paredes das extremidades usa-se um bloco J, porém com altura menor, capaz de acomodar a laje e compensadores nas terminações de paredes internas.

Figura 8: Modulação Vertical de piso a teto



Fonte: Helena Júnior (2012)

Para esses dois casos, são utilizados blocos especiais (Figura 9), que são os blocos canaletas, também denominados BUS, os blocos tipo “J”, os BJ’s, e os blocos compensadores,

chamados BCP's. Os blocos canaletas são utilizados para execução das vergas e contravergas dos vãos das esquadrias, para apoio das lajes ou término das alvenarias sem laje. Os blocos tipo BJ's, utilizados nas paredes externas, dispensam a necessidade de fôrma na periferia das lajes moldadas in loco e pré-moldadas. Seu emprego na alvenaria aparente é fundamental. Os blocos compensadores, utilizados normalmente nas paredes internas, têm altura igual à altura da aba menor dos BJ's.

Figura 9: Blocos Especiais



Fonte: Comunidade da Construção (2015)<sup>10</sup>

<sup>10</sup> Disponível em: <comunidadeconstrucao.com.br>. Acesso em 24 de setembro de 2015.

### 3 ANÁLISE ESTRUTURAL PARA CARGAS VERTICAIS

Este capítulo é baseado em grande parte no livro “Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural” de Corrêa & Ramalho (2003) e na dissertação de mestrado de KRISTIANE MATTAR ACCETTI (1998).

#### 3.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo Accetti (1998) a concepção estrutural de um edifício consiste em se definir no projeto quais os elementos que suportarão os carregamentos provindos das ações verticais e horizontais.

No caso dos edifícios em alvenaria estrutural, os elementos componentes da estrutura são as paredes portantes e as lajes, e, na eventualidade de se terem pilotis, também os pilares e as vigas.

A escolha das paredes portantes é condicionada por fatores como a utilização da edificação, a existência ou não de simetria na estrutura, passagem de tubulações e outros.

São explanadas as questões da simetria estrutural e da utilização da edificação.

A simetria estrutural afeta a distribuição das ações horizontais. Sabe-se que a distribuição das paredes é responsável pela rigidez do edifício. Estruturas de contraventamento significativamente assimétricas devem ser evitadas, sem, contudo comprometer a geometria definida na arquitetura. Quando a ação dos ventos se dá segundo um eixo de simetria da estrutura, as lajes apenas transladam nessa direção. Entretanto, se a mesma se dá segundo um eixo que não seja de simetria, ocorrem também rotações que provocam a torção do edifício. Estes esforços são indesejáveis por tornarem o cálculo da distribuição das ações mais complexo.

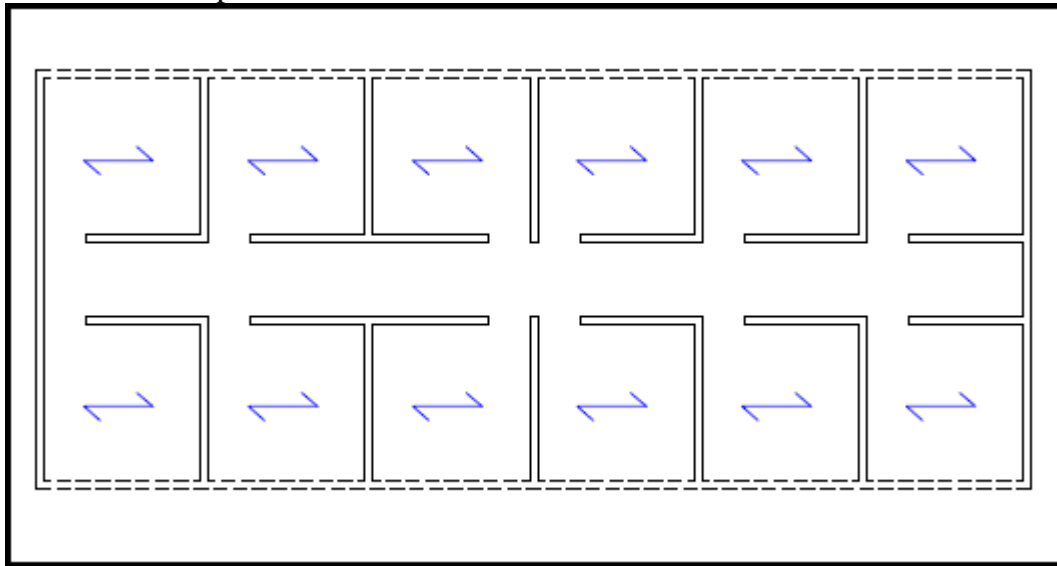
Segundo Hendry (1981), o arranjo em planta das paredes estruturais de um edifício é importante para fornecer resistência e rigidez lateral ao mesmo, assim como para suportar a ocorrência de um possível dano localizado, sem, contudo permitir um colapso progressivo.

Com relação à utilização da edificação, Hendry (1981) classifica os sistemas estruturais em:

- Sistema de paredes transversais:

Neste sistema, as lajes são armadas em uma única direção e apóiam-se nas paredes estruturais perpendiculares ao eixo do edifício. As paredes das fachadas longitudinais não são portantes (Figura 10). É um sistema bastante utilizável em edifícios de planta retangular e alongada, e suas aplicações principais são em hotéis, hospitais, escolas, entre outros.

Figura 10: Sistema de paredes transversais

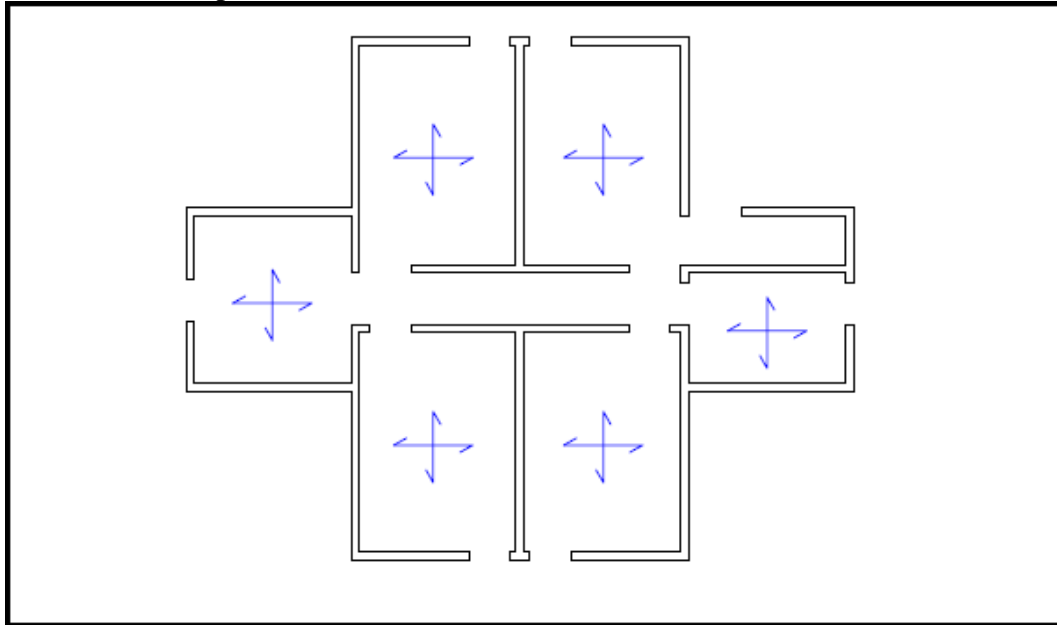


Fonte: Adaptado de Hendry (1981)

➤ Sistema de paredes celulares:

Neste sistema, as lajes são armadas em duas direções e todas as paredes são estruturais (Figura 11). A vantagem deste sistema em relação ao anterior é que as ações verticais e horizontais se distribuem entre um número maior de paredes, que ficam menos solicitadas. Outra vantagem do sistema é proporcionar contraventamento para resistir às ações horizontais em qualquer direção. Sua maior aplicação é em edifícios residenciais em geral.

Figura 11: Sistema de paredes celulares

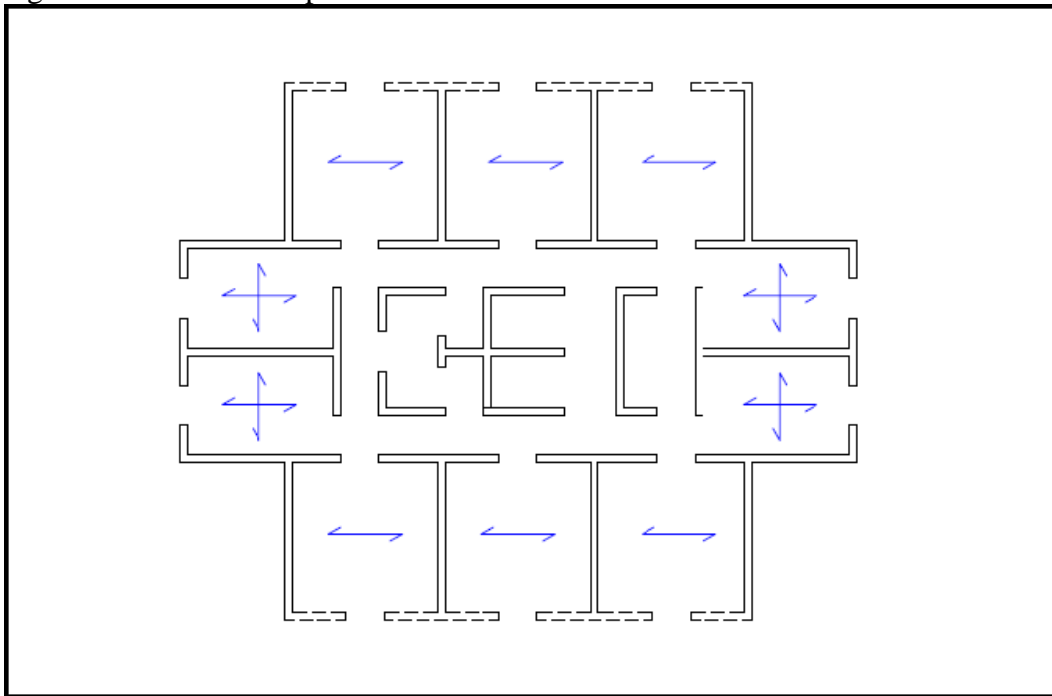


Fonte: Accetti (1998)

➤ Sistema complexo:

Este sistema é uma combinação dos sistemas anteriores, ou seja, é a utilização de cada um deles em regiões distintas da edificação. Pode haver algumas paredes externas não estruturais, mas a maioria é estrutural. O sistema é bastante utilizado em edifícios de planta mais complexa, como retratado na Figura 12.

Figura 12: Sistema complexo



Fonte: Accetti (1998)

Accetti (1998), explica que a utilização da classificação dos sistemas estruturais segundo Hendry (1981), embora tradicional, não é necessária para a concepção estrutural. Mais importante que a classificação é a identificação, em cada caso, do arranjo mais adequado. Para edificações mais altas, as paredes estruturais não devem estar dispostas em apenas uma direção, a fim de proporcionar contraventamento para resistir às ações horizontais em qualquer uma delas. Além disso, a não existência de paredes estruturais em uma das direções compromete os apoios para as lajes.

A autora esclarece ainda que existem alguns pontos importantes para tomada de decisão com relação à concepção estrutural. O primeiro deles, com relação às lajes, é que para acertar o módulo vertical das paredes é necessário que se tenham lajes de mesma espessura. Para isto, não se devem ter vãos muito distintos que possam inviabilizar a uniformidade. Portanto, a concepção estrutural deve ser tal que permita vencer os vãos com esta espessura.

Outro ponto importante a destacar é a existência ou não de rebaixos nas lajes. Deve-se lembrar que no caso de emprego da laje de  $h = 8$  cm, o rebaixo máximo permitido é de 1 cm, pois as lajes de piso não devem ter espessura inferior a 7 cm (ABNT NBR 6118). Se a laje rebaixada estiver em balanço, como no caso de sacadas, é necessário que se faça uma ligação que promova engastamento entre esta e a laje adjacente, semelhante às ligações das estruturas de concreto armado, envolvendo uso de formas, concreto e armadura.

### 3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural engloba todos os procedimentos necessários à determinação dos esforços para os elementos lineares, e das tensões para os demais elementos, de modo que se possa dimensionar todos os elementos da estrutura considerada.

“Os carregamentos atuantes e os esforços resultantes nas lajes, bem como as reações destes carregamentos nas paredes são determinados da maneira usual adotada para estruturas em concreto armado, conforme as normas específicas.” (SILVA, 1996, p.11).

### 3.3 CARREGAMENTO VERTICAL

Esta seção foi baseada em grande parte no livro “Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural” de Corrêa & Ramalho (2003), o que dispensa assim a referência corrente aos autores.

As cargas a serem consideradas em uma edificação dependem do tipo e utilização desse edifício. Para a construção de edifícios residenciais, as principais ações que atuam nas paredes estruturais são as ações das lajes e o peso próprio das paredes.

### 3.3.1 Cargas Provenientes das Lajes

As principais cargas atuantes nas lajes de edifícios residenciais podem ser divididas em dois grandes grupos: cargas permanentes e cargas variáveis.

As cargas permanentes predominantes são: peso próprio, contrapiso, revestimento ou piso e paredes não estruturais.

Já as cargas variáveis a serem consideradas são abrangidas pela sobrecarga de utilização, que para edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

As lajes descarregam todas essas cargas nas paredes estruturais que lhe servem de apoio. Há vários processos para cálculo destas reações, entre eles o das linhas de ruptura, as Tabelas de Marcus, as Tabelas de Czerny, a Teoria da Elasticidade e outros. Para o cálculo dessas ações, dois casos podem ser destacados:

- a) Lajes armadas em uma direção;
- b) Lajes armadas em duas direções.

Há exceções para estas duas situações: lajes pré-moldadas ou amadas em uma direção. Nestes casos, deve-se considerar simplesmente a região de influência de cada apoio, ou seja, os lados perpendiculares à direção da armadura. Para simplificar pode-se imaginar a existência de uma linha, paralela aos apoios, que delimita as regiões de influência. Considerando-se um vão L, essa linha pode ser tomada nas seguintes posições:

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

Para o caso de ações de lajes maciças, armadas em duas direções, pode-se utilizar o procedimento das linhas de ruptura, recomendado pela NBR 6118- Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.

Accetti (1998) ressalta que ainda em relação às lajes não se deve esquecer que as paredes estruturais são apoios rígidos para as lajes, ao contrário das vigas em uma estrutura de concreto armado, permitindo melhor adequação às hipóteses usuais de cálculo com as tabelas disponíveis dos processos acima mencionados. Entretanto, este fato faz com que a rotação dos cantos das lajes sobre os apoios rígidos seja maior, o que sugere, com maior intensidade, o

emprego de armaduras de canto nas lajes apoiadas para resistirem ao momento volvente. Segundo PARSEKIAN (1996), alguns projetistas utilizam, para o cálculo das lajes, procedimentos que consideram a contribuição do momento volvente, porém as detalham utilizando os valores de momentos fletores normais às suas direções preferenciais e desconsideram o valor do momento volvente. Na prática, os efeitos da desconsideração do momento volvente no detalhamento são sentidos apenas em regiões onde os valores deste momento são relativamente altos, o que acontece neste sistema construtivo, nos cantos.

Ainda com relação às lajes, deve ser feita uma definição clara quanto à utilização ou não de armaduras negativas, para que se possa adequar o modelo de cálculo. Elas são importantes para o combate ao momento volvente nos cantos e absolutamente necessárias ao equilíbrio das sacadas.

### 3.3.2 Peso Próprio das Paredes

O peso próprio das paredes é calculado pela seguinte expressão:

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

onde

$p$  é o peso da alvenaria (por unidade de comprimento);

$\gamma$  é o peso específico da alvenaria;

$e$  é a espessura da parede (bloco mais revestimento);

$h$  é a altura da parede

Quanto ao valor de  $\gamma$ , devem ser consideradas as condições específicas da alvenaria utilizada. A Tabela 3 a seguir, consta com os principais tipos presentes nos edifícios residenciais:

Tabela 3 - Principais pesos específicos para alvenaria

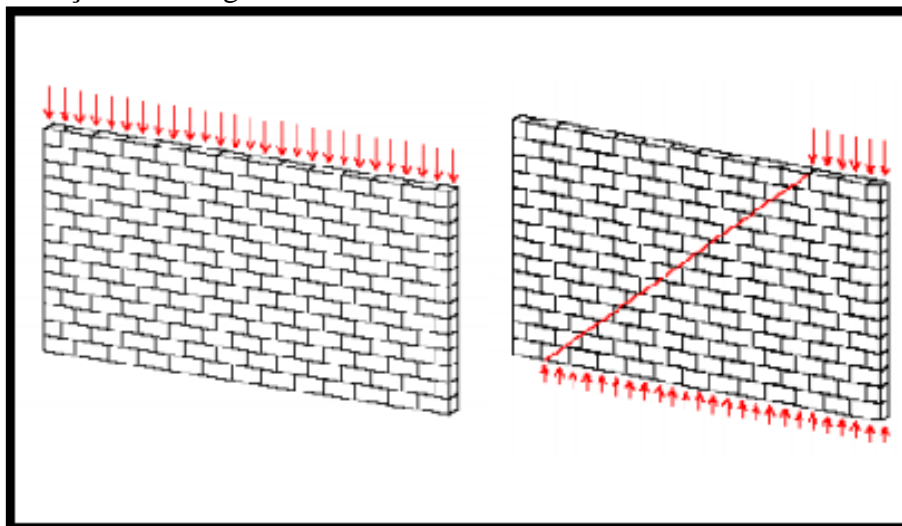
Tipo de alvenaria	Peso específico kN/m <sup>3</sup>
Blocos vazados de concreto	14
Blocos vazados de concreto preenchidos com graute	24
Blocos cerâmicos	12

Fonte: Adaptação da NBR 15270:1<sup>11</sup>

### 3.4 INTERAÇÃO DAS PAREDES E UNIFORMIZAÇÃO DAS CARGAS

Numa parede de alvenaria, quando se coloca um carregamento localizado sobre apenas uma parte de seu comprimento, tende a haver um espalhamento dessa carga ao longo de sua altura. Esse espalhamento só é possível de ocorrer se existirem forças de interação e, segundo a NBR 15961: Alvenaria estrutural – Blocos de Concreto<sup>12</sup>, ele ocorre segundo um ângulo de 45° (Figura 13). Daí atesta-se a importância da amarração das paredes quando não se há junta a prumo, visto que o espalhamento de carga dá-se, não somente em paredes planas, mas também em cantos e bordas (Figura 14). No caso de abertura, considera-se que ela caracteriza a interrupção do elemento (Figura 15).

Figura 13: Interação com carga distribuída

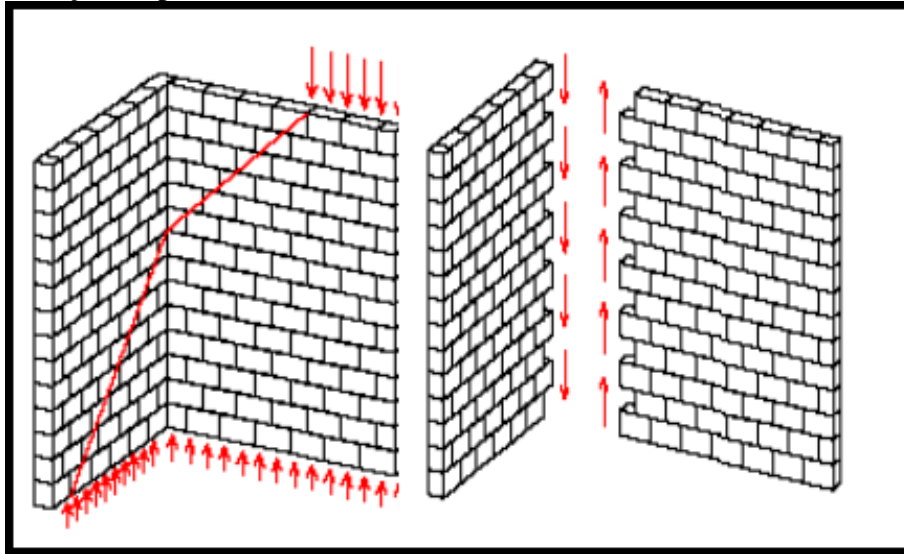


Fonte: Adaptado de Corrêa & Ramalho (2003)

<sup>11</sup> Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15270-1: 2005 – Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos

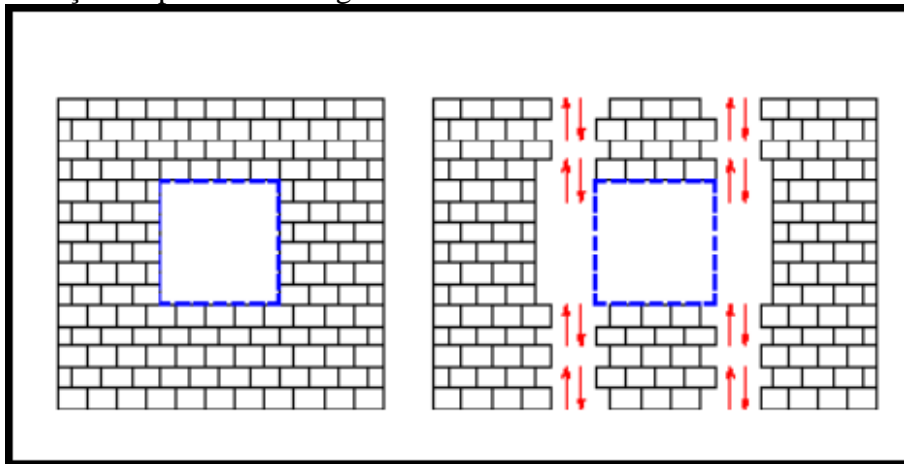
<sup>12</sup> Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15961 - Essa norma é dividida em duas: Parte 1: Projeto e Parte 2: Execução e Controle de Obras

Figura 14: Interação de paredes em um canto



Fonte: Adaptado de Corrêa & Ramalho (2003)

Figura 15: Interação de paredes em região de abertura



Fonte: Adaptado de Corrêa & Ramalho (2003)

As paredes são normalmente solicitadas de maneira diferenciada umas das outras, por exemplo, as paredes internas tendem a receber carregamentos bem maiores que as paredes externas. Isso levaria a uma diversificação na resistência dos blocos para um mesmo pavimento, o que não é recomendável. Assim sendo, a parede mais carregada tenderia a definir a resistência dos blocos a serem utilizados para todas as paredes do pavimento, o que oneraria em excesso o custo da obra.

Segundo Oliveira Jr. & Pinheiro (1994b), estudos realizados têm mostrado que as paredes estruturais, trabalhando em conjunto com as lajes, possuem capacidade de distribuição das ações, o que conduz a efeitos favoráveis na redução das resistências

necessárias e ao comportamento estrutural das mesmas, pois as mais carregadas servem das menos solicitadas para aliviar em seus excessos.

Quanto maior for a uniformização das cargas verticais ao longo da altura da edificação, maior a economia obtida, pois haverá uma tendência à redução das resistências dos blocos a serem especificados. Entretanto, se a suposta uniformização não ocorrer na prática, corre-se o risco de uma redução significativa da segurança da edificação.

Ao se tratar da questão de distribuição de cargas verticais entre as paredes de um pavimento, deve-se levar em conta que algumas providências construtivas contribuem para a existência de forças de interação e, portanto para uma maior uniformização de cargas: amarração das paredes em cantos e bordas sem juntas a prumo, existência de cintas sob a laje do pavimento e à meia altura, pavimento em laje maciça, existência de vergas e existência de contravergas.

### 3.5 PROCEDIMENTOS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS

#### 3.5.1 Paredes Isoladas

Segundo Corrêa & Ramalho (2003), neste procedimento trata-se de considerar cada parede como um elemento independente, que não interage com os demais elementos da estrutura. É um procedimento simples e rápido. Para encontrar a carga numa parede, num determinado nível, basta somar todas as cargas atuantes nessa parede nos pavimentos que estão acima do nível considerado.

Este procedimento é também muito seguro para as paredes, pois na ausência da uniformização das cargas as resistências prescritas para os blocos resultarão sempre mais elevadas que se a uniformização fosse considerada.

O ponto negativo é obviamente a economia, que sai penalizada, pois blocos mais resistentes são também blocos mais caros. Além disso, considerar as paredes completamente isoladas não é verossímil, para a maioria das edificações, pelas razões anteriormente citadas. Isso pode causar uma estimativa errada das ações sobre estruturas complementares, como pavimentos de pilotis e fundações em concreto armado.

A recomendação que se pode fazer é que este procedimento de se considerar as paredes isoladas seja utilizado para edificações de altura relativamente pequena, onde os seus efeitos negativos são menos perceptíveis.

### 3.5.2 Grupos isolados de Paredes

Um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Geralmente, os limites dos grupos são as aberturas, portas e janelas. Neste procedimento consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado. Isso significa que as forças de interação em canto e bordas são consideradas suficientes para garantir uma interação e uniformização total em uma pequena altura. Por outro lado, desconsideram-se as forças de interação nas aberturas, limites dos grupos. Dessa forma, cada grupo definido trabalhará isolado dos demais Corrêa & Ramalho (2003).

Este procedimento é bem aceito na literatura internacional. Sutherland (1969)<sup>13</sup> apud Hendry (1981) propõe que o pavimento seja dividido em áreas de influência em torno de grupos de paredes interligadas, separados uns dos outros por aberturas. A divisão deve ser feita em triângulos e trapézios que são as regiões formadas por linhas de ruptura das lajes de concreto. Apesar de ser um pouco mais trabalhoso que o procedimento anterior, este também é considerado simples. De acordo com Corrêa & Ramalho (2003), para o seu desenvolvimento é necessário que todas as cargas a serem aplicadas em qualquer parede de um determinado grupo sejam somadas e posteriormente distribuídas pelo comprimento total dessas paredes. Com a carga determinada para cada grupo correspondente a um pavimento, basta multiplicar pelo número de pavimentos que se encontram acima do nível que se pretende verificar.

É considerado um procedimento seguro, porém deve-se estar atento a quais paredes serão consideradas como pertencentes a tal grupo ou qual grupo, visto que as aberturas são supostas como limite entre grupos. Quanto à economia, é bastante racional e que normalmente resulta em especificações adequadas de blocos.

---

<sup>13</sup> SUTHERLAND, R. J. M. (1969). **Design engineer's approach to masonry construction**. In: DESIGNING, ENGINEERING AND CONSTRUCTING WITH MASONRY PRODUCTS. Houston, U.S.A., Ed. F. B. Johnson Gulf, p. 375-385. apud CORRÊA & RAMALHO(1994b) p. 314

### 3.5.3 Grupos de Paredes com Interação

Accetti (1998) afirma que a diferença entre este procedimento e o anterior é que os grupos anteriormente definidos agora interagem segundo uma taxa pré-definida, formando macro grupos. Esta ideia é baseada no fato de que há interação de grupos quando houver alvenaria entre a abertura e a laje.

A taxa de interação representa a parcela da diferença de cargas que deve ser uniformizada em cada nível entre os grupos que interagem. Ela pode ser estimada mediante modelo teórico ou por algum procedimento experimental que esteja disponível durante o desenvolvimento do projeto. Na falta deste, pode-se adotar, para a uniformização das diferenças das cargas verticais entre os grupos, o modelo da ABNT (NBR-10837, agora NBR 15961), embora conservador, que é o espalhamento a 45°. É muito importante que se definam quais os grupos de paredes que interagem entre si, pois grupos com diferenças de cargas muito grandes não devem tê-las uniformizadas entre si.

Segundo Corrêa & Ramalho (2003) este é um procedimento bem mais trabalhoso que os dois procedimentos anteriores. Para auxiliar nesse processo de determinação da interação, os autores propuseram um algoritmo seguro e relativamente fácil de ser implantado em Corrêa & Ramalho (1994a) ou Corrêa & Ramalho (1998b):

$$q_m = \frac{(q_1 + q_2 + \dots + q_n)}{n} \quad (2)$$

$$d_i = (q_i - q_m) * (1 - t) \quad (3)$$

$$q_i = q_m + d_i \quad (4)$$

onde,

$n$  é o número de grupos que estão interagindo;

$q_i$  é a carga do grupo  $i$ ;

$q_m$  é a carga média dos grupos que estão interagindo;

$d_i$  é a diferença de carga do grupo em relação à média;

$t$  é a taxa de interação

Corrêa & Ramalho (2003) afirmam que quanto à segurança do procedimento é difícil adotar uma posição simplista. Como devem ser definidos os grupos, quais grupos interagem entre si e ainda a taxa de interação adotada, são questões que exigem bastante experiência do projetista e resultados experimentais para a sua utilização. Mas quando bem utilizado é seguro. Quanto à economia, este procedimento é bem atrativo visto que as especificações de resistências dos blocos resultantes de sua utilização tendem a serem as menores entre os procedimentos anteriores. De qualquer maneira, assim como nos outros métodos, é fundamental que se avalie corretamente a possibilidade de realmente ocorrerem as forças de interação.

### 3.5.4 Modelagem Tridimensional em Elementos Finitos

Segundo Accetti (1998) trata-se do procedimento ideal, entretanto ainda não viável para projetos usuais, devido ao grande esforço computacional envolvido e o tempo necessário para a modelagem.

Corrêa & Ramalho (2003) explicam que o procedimento consiste em modelar a estrutura com elementos de membrana ou chapa, colocando os carregamentos no nível de cada pavimento. A uniformização se dá através da compatibilização dos deslocamentos ao nível de cada andar.

O processo apresenta como inconveniente a dificuldade de montagem dos dados e de interpretação dos resultados.

É imprescindível, além de pré e pós-processadores eficientes para a manipulação de dados e resultados, um processador preciso e de grande capacidade para produzir a análise estrutural do edifício.

## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL PARA CARGAS HORIZONTAIS

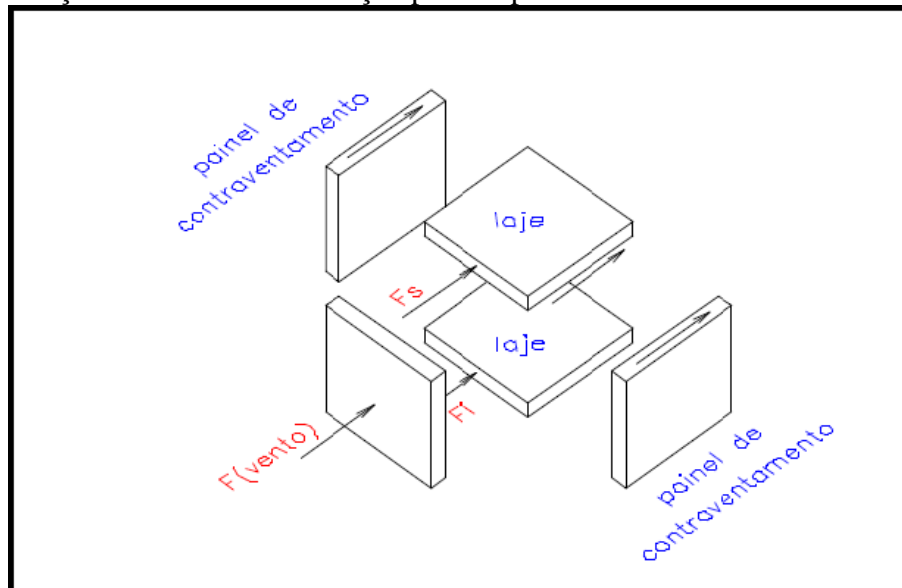
### 4.1 AÇÕES HORIZONTAIS

As principais ações horizontais a serem consideradas são a ação do vento e o desaprumo. Faz-se a ressalva que em locais sujeitos a abalos sísmicos, a sua consideração também é indispensável.

#### 4.1.1 Ação dos Ventos

O vento atua sobre as paredes dispostas na direção perpendicular à sua direção, as quais passam a ação às lajes dos pavimentos. Sendo as lajes diafragmas rígidas no seu plano, distribuem parcelas da ação do vento aos painéis de contraventamento, proporcionalmente à rigidez de cada um (Figura 16). A respeito da consideração da ação do vento deve-se utilizar a NBR 6123<sup>14</sup>, pois nela obtêm-se forças ao nível de cada pavimento.

Figura 16: Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento



Fonte: Accetti (1998)

<sup>14</sup> Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6123: 2003 – Forças devidas ao Vento em Edificações

Os painéis de contraventamento são, portanto, no caso de não haver torção do edifício, aqueles paralelos à direção do vento. Uma vez que, usualmente, o vento atua nas duas direções preferenciais de um edifício, considera-se um grupo de painéis em cada direção.

Na dissertação desenvolvida por Accetti (1998), ela expõe as seguintes considerações e referências acerca da determinação da ação dos ventos:

Utilizam-se as prescrições da ABNT NBR 6123 para a determinação das ações do vento. Segundo Silva (1996), em termos de análise do efeito do vento em uma edificação é necessário determinar a componente da força global na direção do vento, a chamada força de arrasto, dada pela seguinte expressão retirada da referida norma:

$$F = C_a q A_e \quad (5)$$

onde,

$q$  é a pressão de obstrução [N/m<sup>2</sup>]

$A_e$  é a área da superfície onde o vento atua [m<sup>2</sup>]

$C_a$  é o coeficiente de arrasto

O coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) depende da direção e do regime do vento. Se for vento de baixa turbulência, consultar o gráfico da Figura 4 da ABNT (NBR-6123), se for de alta turbulência, consultar o gráfico da Figura 5 da mesma referência. Ambas as figuras estão no Anexo deste trabalho.

A pressão de obstrução ( $q$ ) é calculada através da eq.(6):

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

onde,

$v_k$  é a velocidade característica do vento [m/s]

Por fim, a velocidade característica é obtida pela eq.(7):

$$v_k = S_1 S_2 S_3 v_0 \quad (7)$$

onde,

$v_0$  é a velocidade básica do vento (isopletras da Figura 1)

$S_1$  é o fator topográfico (item 5.2)

$S_2$  é o fator de rugosidade e regime (Tabela 2)

$S_3$  é o fator estatístico (Tabela 3)

Obs.: As figuras e tabelas mencionadas acima se referem à ABNT (NBR-6123) e estão presentes no Anexo deste trabalho.

#### 4.1.2 Desaprumo

Sugere-se que o desaprumo seja considerado tomando-se por base a norma alemã DIN 1053- Alvenaria: Cálculo e Execução. Sua prescrição para esse caso é bastante razoável, sendo o ângulo para o desaprumo do eixo da estrutura tomado em função da altura da edificação, conforme o que se apresenta na seguinte equação:

$$\varphi = \frac{1}{100 \sqrt{H}} \quad (8)$$

onde,

$\varphi$  é o ângulo em radianos;

H é a altura da edificação em metros

Como mencionado, este procedimento é racional pois o ângulo de desaprumo decresce em relação à altura da edificação. Isso é o que se espera no caso de uma edificação, pois a probabilidade de erros de prumo sempre para o mesmo lado é relativamente pequena.

É importante mencionar o aspecto prático para a consideração do desaprumo. Através do ângulo  $\varphi$ , pode-se determinar uma ação horizontal equivalente, a ser aplicada ao nível de cada pavimento, através da equação 9:

$$F_d = \Delta P \varphi \quad (9)$$

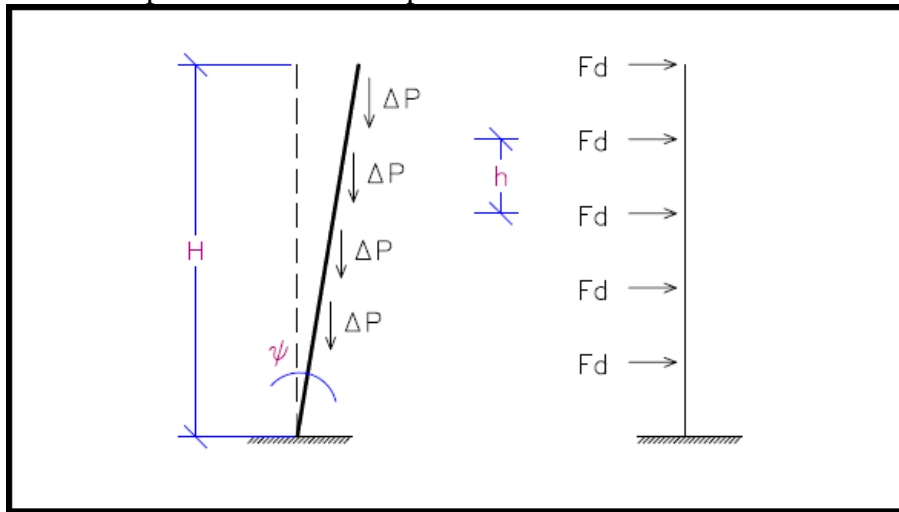
onde,

$F_d$  é a força horizontal equivalente ao desaprumo;

$\Delta P$  é o peso total do pavimento considerado

Essas forças aparecem esquematizadas na Figura 17 para esclarecimento desses parâmetros:

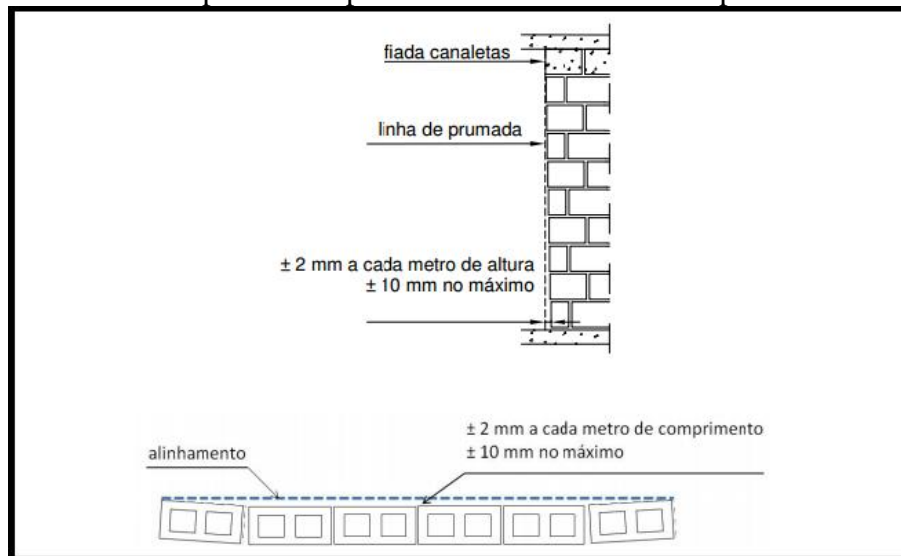
Figura 17: Parâmetros para cálculo do desaprumo



Fonte: Corrêa & Ramalho (2003)

Segundo a NBR 15961-2: 2011, o desaprumo e desalinhamento máximo das paredes e pilares do pavimento não podem superar 10 mm, além de atender ao limite de 2 mm por metro, conforme Figura 18. Na altura total do prédio o máximo desaprumo admitido é de 25mm.

Figura 18: Limite máximo para o desaprumo e desalinhamento das paredes

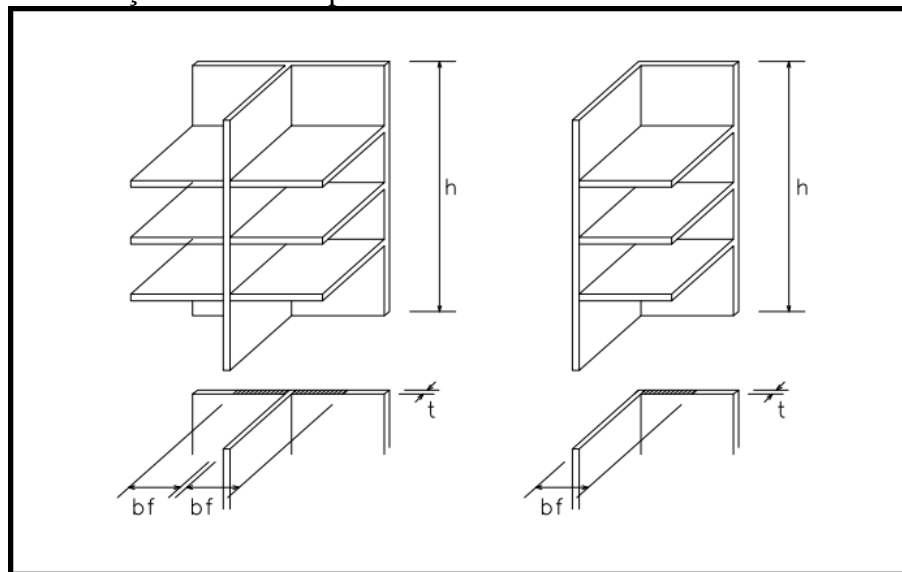


Fonte: ABNT NBR 15961-2 – Execução e Controle de Obras (2001)

#### 4.2 CONSIDERAÇÕES DE ABAS EM PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO

Segundo Corrêa & Ramalho (2003), para a correta consideração da rigidez dos painéis de contraventamento é recomendável que se leve em conta a contribuição das abas ou flanges, que são trechos de paredes transversais ligados ao painel. As abas só devem ser consideradas quando as duas paredes perpendiculares entre si estiverem unidas por amarração direta, não sendo permitido para casos de junta a prumo, pois é necessário se ter em conta que há a possibilidade de desenvolvimento de forças de interação entre as paredes e as abas. A figura 19 mostra, para duas situações típicas, como o painel seria ampliado pela consideração das abas.

Figura 19: Consideração de abas em painéis de contraventamento



Fonte: Accetti (1998)

Os procedimentos de distribuição que serão dispostos a seguir podem ser executados com ou sem a consideração das abas. Essa consideração, apesar de ser mais trabalhosa, é interessante, pois fornece uma maior acuidade na determinação da rigidez de cada painel que participa da estrutura de contraventamento. Além de apresentar uma redução de tensões nas paredes e diminuição dos deslocamentos das lajes, pois as abas, para os vãos usuais de edifícios residenciais, dobram as inércias dos painéis, e, portanto, praticamente dividem por dois as tensões a serem obtidas na análise.

### 4.3 DISTRIBUIÇÃO DE AÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTOS SIMÉTRICOS

Em relação à direção de atuação do vento, para contraventamento simétrico, têm-se todas as paredes, em um determinado nível, apresentarão deslocamentos de translação iguais.

### 4.3.1 Paredes Isoladas

Este procedimento é o mais usual. Nesse caso, não se considera a interação de paredes separadas por aberturas. Supõe-se que a existência de uma abertura separe as paredes adjacentes a essa abertura, transformando-as em elementos isolados.

Corrêa & Ramalho (2003) afirmam que este procedimento pode ser bastante simples e eficiente, sobretudo nos casos de ações que atuem segundo eixos de simetria da estrutura. Sendo necessário que se faça a compatibilização dos deslocamentos dos diversos painéis para se encontrar o quinhão de carga em cada um.

A aplicação do processo consiste em se determinar a rigidez relativa de cada painel, a partir daí a ação atuante em cada um deles, e conseqüentemente os momentos fletores. Obtidos estes momentos, calculam-se as tensões normais atuantes.

Inicialmente deve-se calcular a rigidez de cada painel, que depende de sua inércia, de seu módulo de elasticidade e de sua altura e fazer o somatório desses valores (Equação 10):

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (10)$$

Com o valor da soma de todas as inércias, determina-se a rigidez relativa de cada painel (Equação 11):

$$R_i = \frac{I_i}{\Sigma I} \quad (11)$$

Posteriormente obtém-se a ação em cada painel multiplicando-se a ação total em um determinado pavimento,  $F_{tot}$ , pelo valor  $R_i$ , ou seja:

$$F_i = F_{tot} \times R_i \quad (12)$$

Logo após, através das ações calculam-se os momentos fletores, obtém-se as tensões devidas a estes esforços internos, utilizando a clássica expressão da resistência dos materiais:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (13)$$

onde,

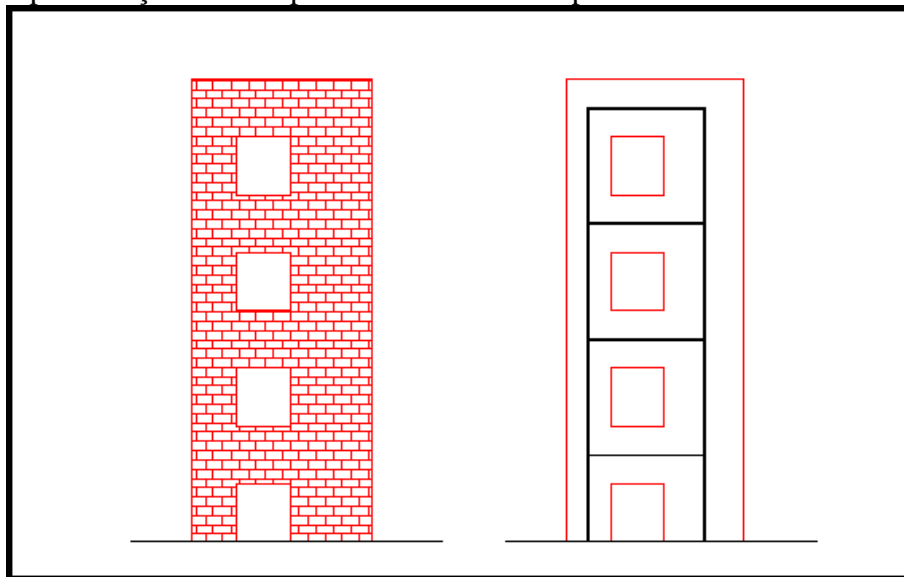
$M$  é o momento fletor atuante na parede

$W$ : módulo de resistência à flexão dado por :  $W = \frac{I}{y_{\text{máx}}}$

### 4.3.2 Paredes com Aberturas

Segundo Corrêa & Ramalho (2003), este procedimento consiste em considerar as alvenarias com aberturas como pórticos, sendo as paredes entendidas como pilares e os lintéis (trechos entre as aberturas) como vigas, como mostrado na figura 20.

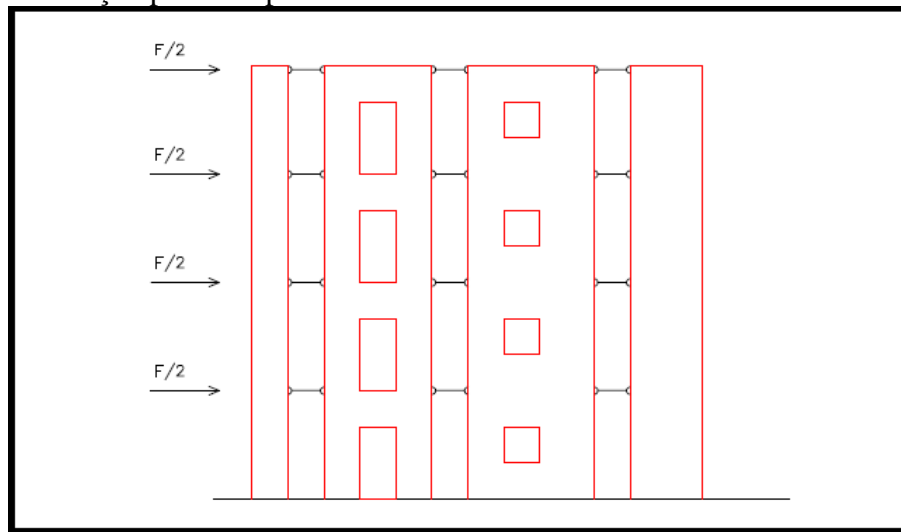
Figura 20: Representação de uma parede com aberturas por barras



Fonte: Accetti (1998)

Esse procedimento requer o uso de programas computacionais. Para o caso de ação segundo um eixo de simetria da estrutura de contraventamento, poderá ser utilizado um programa para pórticos planos. Sendo que metade dos painéis da estrutura, pórticos ou paredes isoladas sejam modeladas em um esquema chamado de associação plana de painéis (Figura 21).

Figura 21: Associação plana de painéis de contraventamento



Fonte: Accetti (1998)

Accetti (1998) esclarece que neste esquema, as barras que ligam os painéis ao nível de cada andar e simulam as lajes de concreto, devem ser suficientemente rígidas para que os deslocamentos de todos os nós do pavimento sejam iguais. Além disso, as barra devem ser articuladas em seus extremos a fim de que suas rigidezes à flexão sejam desprezadas.

Destaca ainda, no esquema de associação plana de painéis, a colocação do carregamento, normalmente metade da ação total do pavimento, apenas no primeiro painel. A distribuição desta ação para o restante da estrutura se faz pela compatibilidade dos deslocamentos dos nós.

Os resultados de tensões nas paredes costumam ser bem menores quando utilizado este procedimento, do que no caso de paredes isoladas, pois ao se considerarem os trechos de alvenaria acima e abaixo das aberturas tem-se mais vínculos, e portanto maior rigidez do painel.

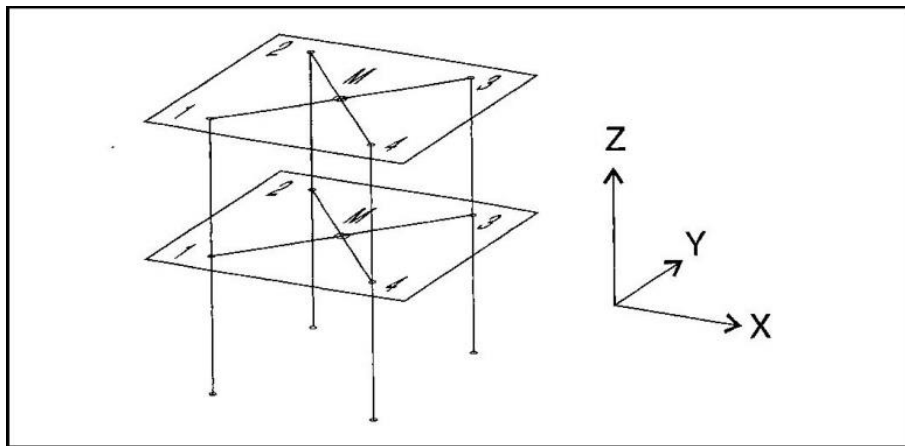
#### 4.4 DISTRIBUIÇÃO DE AÇÕES PARA CONTRAVENTAMENTO ASSIMÉTRICO

Corrêa & Ramalho (2003) afirmam que neste caso, como o contraventamento é assimétrico, tem-se que, sob a ação horizontal, o pavimento apresenta não apenas translação, mas também rotação. Isso ocasiona que os deslocamentos nos painéis, mesmo que para um mesmo pavimento, não são iguais. Sendo necessária a utilização de recursos computacionais para obtenção de resultados.

#### 4.4.1 Paredes Isoladas

Corrêa & Ramalho (2003) esclarecem que para a resolução desse procedimento é interessante o uso de um programa que possua elementos barra tridimensional e um recurso conhecido como nó mestre (Figura 22). Nesse processo, as paredes são discretizadas como um elemento para cada pavimento da estrutura e todos os nós correspondentes a um pavimento devem ser ligados ao nó mestre e no qual está aplicada a ação total do mesmo.

Figura 22: Nó mestre

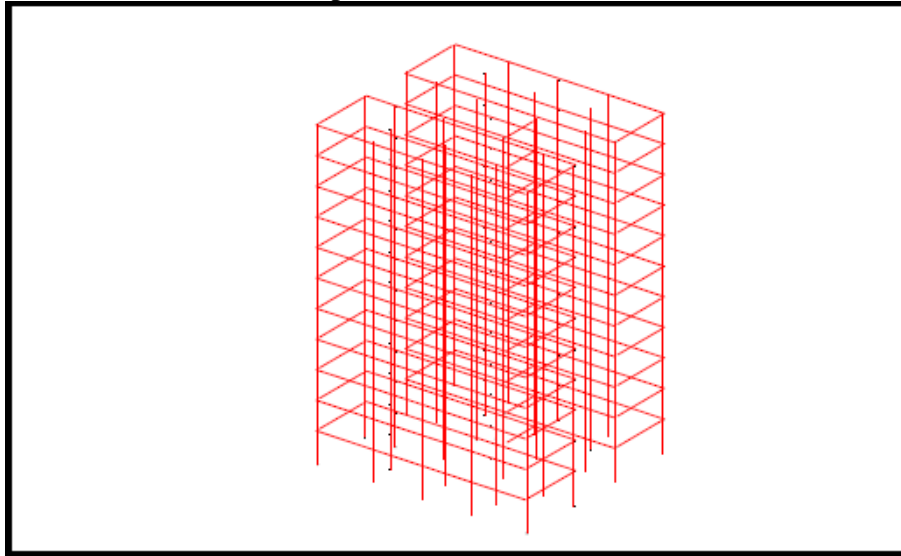


Fonte: Corrêa & Ramalho (2003)

#### 4.4.2 Paredes com aberturas

Para este caso, o procedimento é similar ao anterior, com o uso dos mesmos recursos computacionais. A diferença consiste, segundo Corrêa & Ramalho (2003), na existência de barras horizontais para simular os lintéis (Figura 23). É imprescindível a verificação dos lintéis quanto ao esforço cortante e momento fletor.

Figura 23: Modelo tridimensional de paredes com lintéis

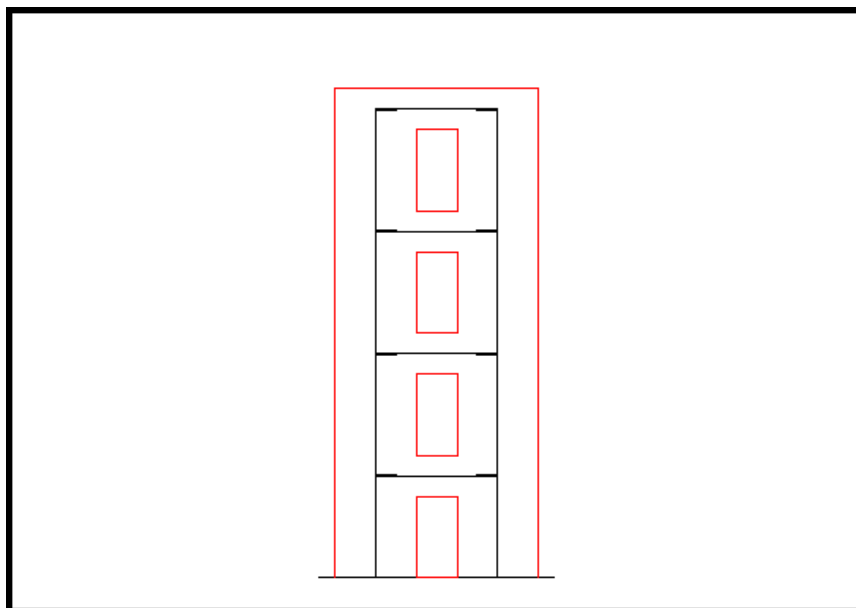


Fonte: Accetti (1998)

#### 4.5 CONSIDERAÇÃO DE TRECHOS RÍGIDOS

A consideração de trechos rígidos nas barras que simulam lintéis, no modelo de pórtico para paredes com aberturas, é tão essencial para a correta distribuição das ações horizontais quanto a consideração das abas ou flanges afirma Accetti (1998) (Figura 24).

Figura 24: Trechos rígidos de barra



Fonte: Accetti (1998)

Segundo Accetti (1998) a colocação das barras horizontais, nos eixos dos elementos que se comportam como pilares do pórtico, faz com que o comprimento flexível delas seja, na verdade, menor que o comprimento total. A consideração de comprimentos menores destas barras leva a painéis mais rígidos.

A não consideração dos trechos rígidos pode provocar perturbações importantes na distribuição de ações horizontais, pois alguns painéis sofrem um acréscimo significativo de sua rigidez e outros permanecem inalterados. Desta forma, os quinhões de carga são, também, bastante modificados.

Para resolver esse problema existem dois procedimentos. O primeiro deles, muito mais eficiente, exige que o programa utilizado tenha trechos rígidos como recurso de modelagem, ou seja, ao se defini ruma barra, possa se indicar, junto às suas extremidades, o comprimento dos trechos sem deformação. Assim, ao montar a matriz de rigidez do elemento, o programa pode considerar apenas o trecho efetivamente flexível, transferindo as rigidezes através de um procedimento padrão de translação. Os resultados obtidos são, então, correspondentes às extremidades flexíveis da barra.

O segundo procedimento, utilizado quando o programa não dispõe do recurso anteriormente citado, consiste em considerar os trechos rígidos como barras independentes de grande rigidez em relação às demais.

Segundo Corrêa & Ramalho (2003), a deficiência desta técnica em relação à anterior consiste no acréscimo de nós e barras à estrutura, o que resulta em uma matriz de rigidez bem maior, e conseqüentemente em um aumento no tempo de processamento.

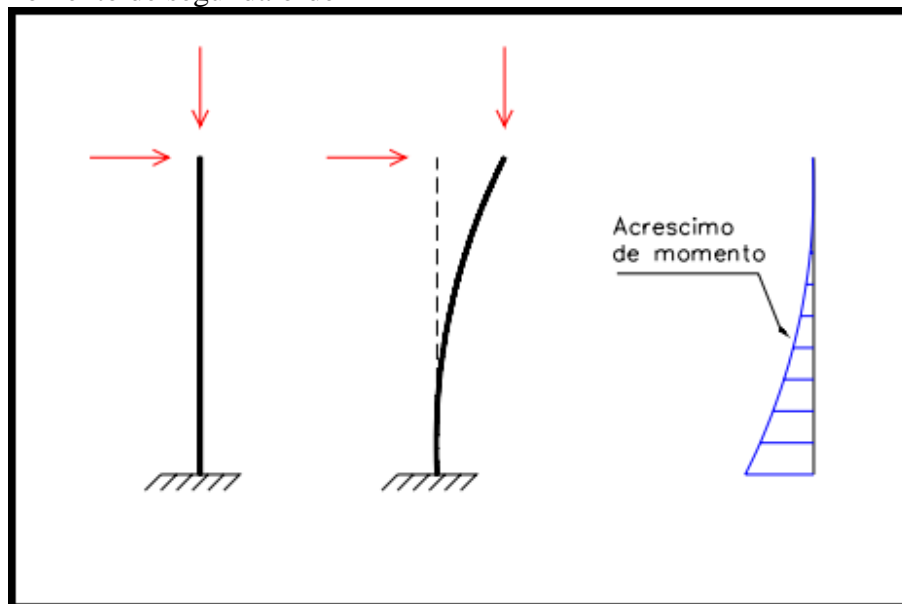
Outro problema a ser resolvido, é que características geométricas adotadas para estes trechos que não devem apresentar deformação. Valores muito elevados condicionam mal a matriz de rigidez, proporcionando resultados incoerentes; valores muito reduzidos podem não ser representativos, se o trecho não apresentar deformações significativas. Corrêa & Ramalho (2003) sugerem para a seção da barra largura igual à espessura da parede e altura igual à média dos pés-direitos adjacentes.

#### 4.6 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

Corrêa & Ramalho (2003) afirmam que a verificação da estabilidade global de uma estrutura de contraventamento é recomendável para qualquer edificação e indispensável para edifícios onde haja suspeita sobre sua condição de deslocabilidade.

Uma estrutura de edifício está submetida simultaneamente a cargas verticais e cargas horizontais. Por meio da Figura 25, percebe-se que haverá um acréscimo de momento fletor inicial, chamado de momento de primeira ordem, representado pelas cargas verticais atuando nos deslocamentos produzidos pelas cargas horizontais.

Figura 25: Momento de segunda ordem



Fonte: Corrêa & Ramalho (2003)

Esse acréscimo, chamado momento de segunda ordem, somente não ocorreria se a estrutura pudesse ser considerada indeslocável, o que é impossível quando se considera que qualquer material tem sua flexibilidade. Essas estruturas apresentam acréscimos de esforços de segunda ordem, tanto maiores quanto maior a sua deslocabilidade.

Corrêa & Ramalho mencionam um conceito discutido no CEB-FIP ModelCode 1990 para classificação quanto à deslocabilidade da estrutura, que pode ser dividida em deslocável ou indeslocável. A classificação indeslocável pode ser adotada quando os acréscimos de segunda ordem representam menos de 10% dos esforços de primeira ordem.

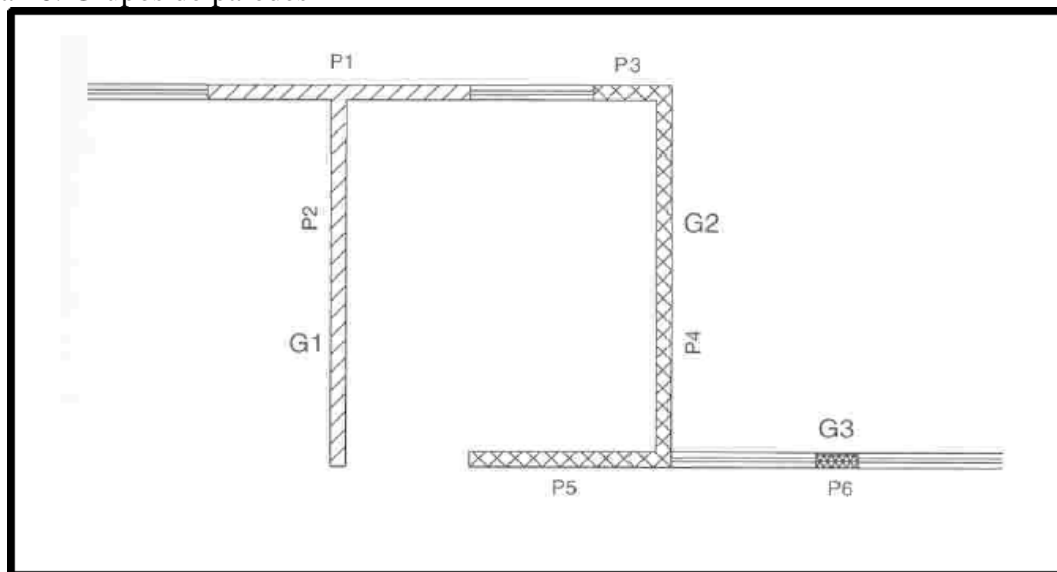
## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 EXEMPLO PARA AÇÕES VERTICAIS

Para esclarecer os três primeiros procedimentos é feito um exemplo modificado de aplicação que foi retirado do livro “Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural” – Corrêa & Ramalho (2003) – página 35:

Trata-se de uma parte de uma edificação, representada pela Figura 26. O objetivo maior é demonstrar os cálculos necessários para a obtenção dos resultados por meio de planilhas desenvolvidas pelo Microsoft Excel para os três primeiros procedimentos de distribuição de cargas, além da discussão sobre esses valores obtidos.

Figura 26: Grupos de paredes



Fonte: Corrêa & Ramalho (2003)

Os dados iniciais sobre comprimentos das paredes e cargas atuantes são organizados na planilha “DADOS INICIAIS”. Nesta planilha são inseridas informações a respeito do edifício a ser analisado. Com os grupos de paredes já determinados, deve-se inserir o comprimento de cada parede, o carregamento da laje em cada parede e o peso próprio de cada parede. A planilha fornece os valores do carregamento Total Distribuído e do carregamento Total (Figura 27).

Figura 27: Planilha "DADOS INICIAIS"

DADOS INICIAIS					
Parede	Comp. (m)	Laje (kN/m)	Peso próprio (kN/m)	Tot.distribuído (kN/m)	Total (kN)
P1	2,55	8,5	5,5	14,00	35,70
P2	3,6	14,75	5,5	20,25	72,90
P3	0,75	7,5	5,5	13,00	9,75
P4	3,45	8,75	5,5	14,25	49,16
P5	2,25	17,25	5,5	22,75	51,19
P6	0,4	36	5,5	41,50	16,60

Fonte: Própria autora

Ressalta-se que os valores dos carregamentos são representativos de uma situação típica de projeto e, para a comparação, são adotados 6 pavimentos de altura e espessura das paredes iguais a 0,14 m.

### 5.1.1 Procedimento das paredes isoladas

➤ Planilha "PAREDES ISOLADAS":

Para se determinar a carga em uma parede de determinado nível, tem-se que multiplicar o valor da carga de um pavimento pelo número de pavimentos que estão acima do nível avaliado, o resultado será uma carga distribuída. Para a obtenção das tensões normais divide-se essa carga pela espessura da parede. Para simplificação estão representados os valores desse procedimento somente para o primeiro e último pavimentos.

Para a obtenção desses resultados inserem-se na planilha supracitada o número total de pavimentos que o edifício possui, o pavimento que será analisado e a espessura da parede. Os valores da planilha "DADOS INICIAIS" são utilizados para alguns resultados desta (Figura 28 e Figura 29).

Figura 28: Paredes isoladas (1º pavimento)

PAREDES ISOLADAS		
Total de Pavimentos	6	
Pavimento em questão	1	
Espessura da parede (m)	0,14	
Pavimentos acima	6	
Parede	Carga Distribuída (kN/m)	Tensão 1º pav. (kN/m <sup>2</sup> )
P1	$14,00 * 6 = 84,00$	$84,00 / 0,14 = 600,00$
P2	121,50	867,86
P3	78,00	557,14
P4	85,50	610,71
P5	136,50	975,00
P6	249,00	1778,57

Fonte: Própria autora

Figura 29: Paredes isoladas (6º pavimento)

PAREDES ISOLADAS		
Pavimento em questão	6	
Espessura da parede (m)	0,14	
Pavimentos acima	1	
Parede	Carga Distribuída (kN/m)	Tensão 6º pav. (kN/m <sup>2</sup> )
P1	$14,00 * 1 = 14,00$	$14,00 / 0,14 = 100,00$
P2	20,25	144,64
P3	13,00	92,86
P4	14,25	101,79
P5	22,75	162,50
P6	41,50	296,43

Fonte: Própria autora

Pelos resultados obtidos, observa-se que o último pavimento, o sexto, apresenta menores tensões em suas paredes do que o primeiro. Isso era algo esperado, visto que o último pavimento apresenta menor ação vertical.

Tomando-se agora os resultados da Figura 28 (primeiro pavimento), é possível analisar a tensão que cada parede está sujeita. A parede P6 é a mais solicitada, neste caso, tem-se que a resistência de suas unidades (blocos) será a maior entre todas. E a parede P3 é a menos solicitada, sendo aproximadamente 3 vezes menor que a P6.

### 5.1.2 Procedimento dos grupos isolados de paredes (sem interação)

#### ➤ Planilha “GRUPOS ISOL.( SEM INTERAÇÃO)”

Este procedimento consiste em separar as paredes em grupos, já definidos na figura 26. Os cálculos baseiam-se em se definir as cargas totais de cada parede, e com isso as cargas totais de cada grupo. A partir das cargas totais de cada grupo, calculam-se as cargas distribuídas em cada grupo e, então, as tensões normais nas paredes componentes do grupo.

Os grupos foram definidos de forma a abrangerem paredes que se interceptam e são separados por aberturas. Os resultados encontram-se abaixo e são obtidos pela planilha “GRUPOS ISOL.(SEM INTERAÇÃO)”. Nesta planilha há um campo onde são inseridos os grupos de paredes e seus comprimentos (Figura 30).

Figura 30: Dados dos grupos de paredes

Defina os grupos	Comprimento (m)
G1	6,15
G2	6,45
G3	0,4

Fonte: Própria autora

De maneira análoga à planilha “PAREDES ISOLADAS”, inserem-se o número total de pavimentos que o edifício possui, o pavimento que a ser analisado e a espessura da

parede. Para simplificação estão representados os valores desse procedimento somente para o primeiro e último pavimentos (Figura 31 e Figura 32).

Figura 31: Grupos de paredes isoladas sem interação (1º pavimento)

GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS SEM INTERAÇÃO				
Total de Pavimentos	6			
Pavimento em questão	1			
Espessura parede (m)	0,14			
Pavimentos acima	6			
Grupo	Comprimento (m)	Carga Total (kN)	Carga Distrib. (kN/m)	Tensão (kN/m <sup>2</sup> )
G1	6,15	651,00	105,85	756,10
G2	6,45	660,60	102,42	731,56
G3	0,4	99,60	249,00	1778,57

Fonte: Própria autora

Figura 32: Grupos de paredes isoladas sem interação (6º pavimento)

GRUPOS DE PAREDES ISOLADAS SEM INTERAÇÃO				
Pavimento em questão	6			
Espessura parede (m)	0,14			
Pavimentos acima	1			
Grupo	Comprimento (m)	Carga Total (kN)	Carga Distrib. (kN/m)	Tensão (kN/m <sup>2</sup> )
G1	6,15	108,50	17,64	126,02
G2	6,45	110,10	17,07	121,93
G3	0,4	16,60	41,50	296,43

Fonte: Própria autora

Observando os valores obtidos na planilha, pode-se concluir que para o caso dos grupos de paredes G1 e G2, houve realmente o espalhamento e uniformização de cargas devido às forças de interação de cantos e bordas. Para o caso do grupo G3, tem-

se que as forças de interação não foram consideradas devido às aberturas, visto que este grupo é limitado por elas. Sendo assim, o grupo G3 apresenta maior tensão.

### 5.1.3 Grupos de paredes com interação

➤ Planilha “GRUPOS COM INTERAÇÃO”:

Considerando agora o procedimento de grupos de paredes com interação, e adotando uma taxa de uniformização do diferencial de carga de 40%, obtêm-se os resultados por meio dessa planilha. Insere-se essa taxa de diferencial e a espessura da parede (Figura 33).

Passos para os cálculos:

- Carga Média: a carga média é calculada por uma média ponderada das cargas de cada grupo, cujo ponderador é o comprimento total dos comprimentos dos grupos.
- A seguir foi montada a coluna do diferencial de carga ( $\Delta$  Carga), cuja expressão é dada por:  $\Delta\text{Carga} = (\text{C.Med.} - \text{C.Linear}) \times t$

Figura 33: Grupos de paredes isoladas sem interação (6º pavimento)

GRUPOS DE PAREDES COM INTERAÇÃO							
Grupo	Comprimento (m)	Defina a taxa de uniformização					
G1	6,15	t		40	%	0,4	
G2	6,45						
G3	0,4						
Espessura (m)=		0,14					
Pav.	C.média( kN/m)	Grupo	Carga (kN/m)	$\Delta$ Carga (kN/m)	Carga Unif.	Tensão (kN/m²)	Tensão (Mpa)
6	18,09	G1	17,64	0,180	17,82	127,3	0,127
		G2	17,07	0,409	17,48	124,8	0,125
		G3	41,50	-9,363	32,14	229,5	0,230
5	36,18	G1	35,28	0,360	35,64	254,6	0,255
		G2	34,14	0,818	34,96	249,7	0,250
		G3	83,00	-18,726	64,27	459,1	0,459
4	54,28	G1	52,93	0,540	53,47	381,9	0,382
		G2	51,21	1,227	52,44	374,5	0,375
		G3	124,50	-28,089	96,41	688,6	0,689
3	72,37	G1	70,57	0,720	71,29	509,2	0,509
		G2	68,28	1,636	69,92	499,4	0,499
		G3	166,00	-37,452	128,55	918,2	0,918
2	90,46	G1	88,21	0,900	89,11	636,5	0,637
		G2	85,35	2,045	87,39	624,2	0,624
		G3	207,50	-46,815	160,68	1147,7	1,148
1	108,55	G1	105,85	1,080	106,93	763,8	0,764
		G2	102,42	2,454	104,87	749,1	0,749
		G3	249,00	-56,178	192,82	1377,3	1,377

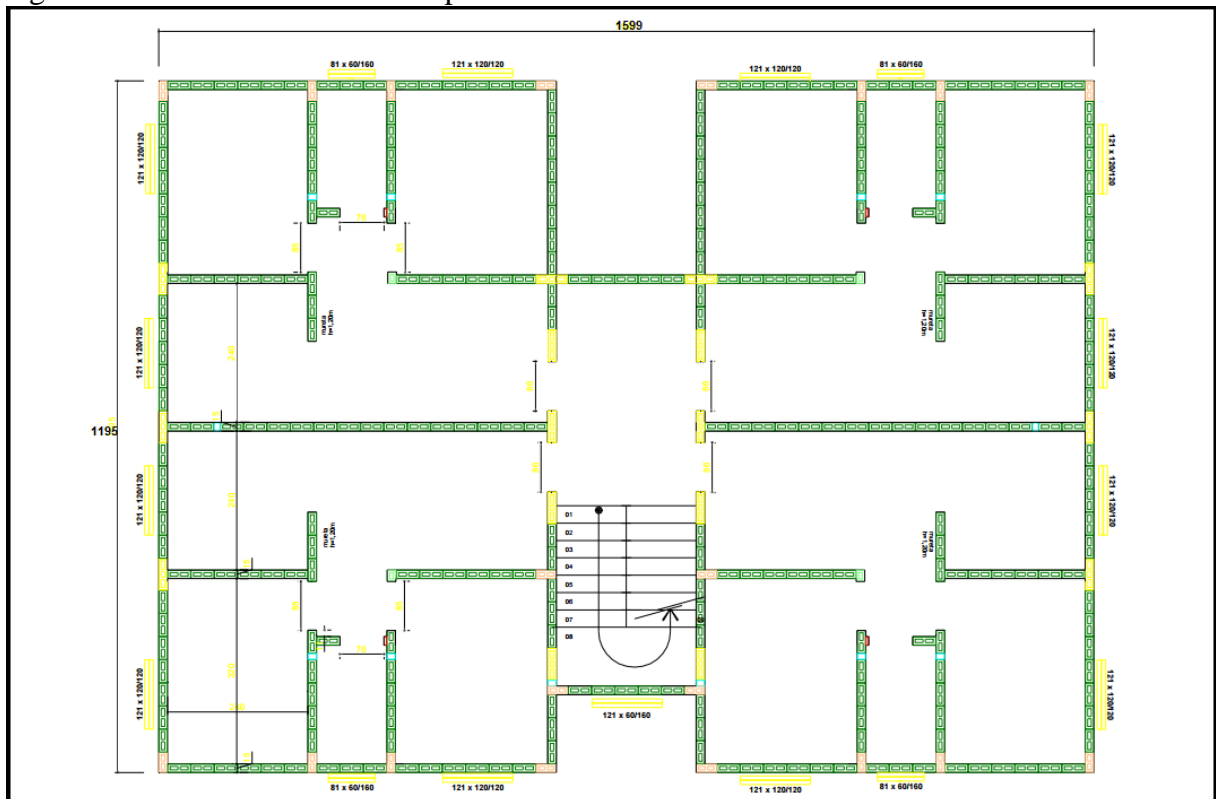
Neste caso, foi calculada uma carga média para o grupo, que é uma média ponderada das cargas de cada grupo com ponderador igual ao comprimento total em planta das paredes do grupo.

## 5.2 EXEMPLO PARA AÇÕES HORIZONTAIS

Para exemplificação do cálculo das ações horizontais, tomou-se como planta do pavimento tipo um exemplo do Professor Jean Marie da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) para adaptação. O cálculo é desenvolvido em relação às considerações de abas em painéis de contraventamento e, por questão de simplicidade, terminam na determinação dos esforços cortantes e momentos fletores (Planilha “CORTANTE E MOMENTO FLETOR”).

A planta está representada na Figura 34 a seguir.

Figura 34: Planta do Pavimento Tipo

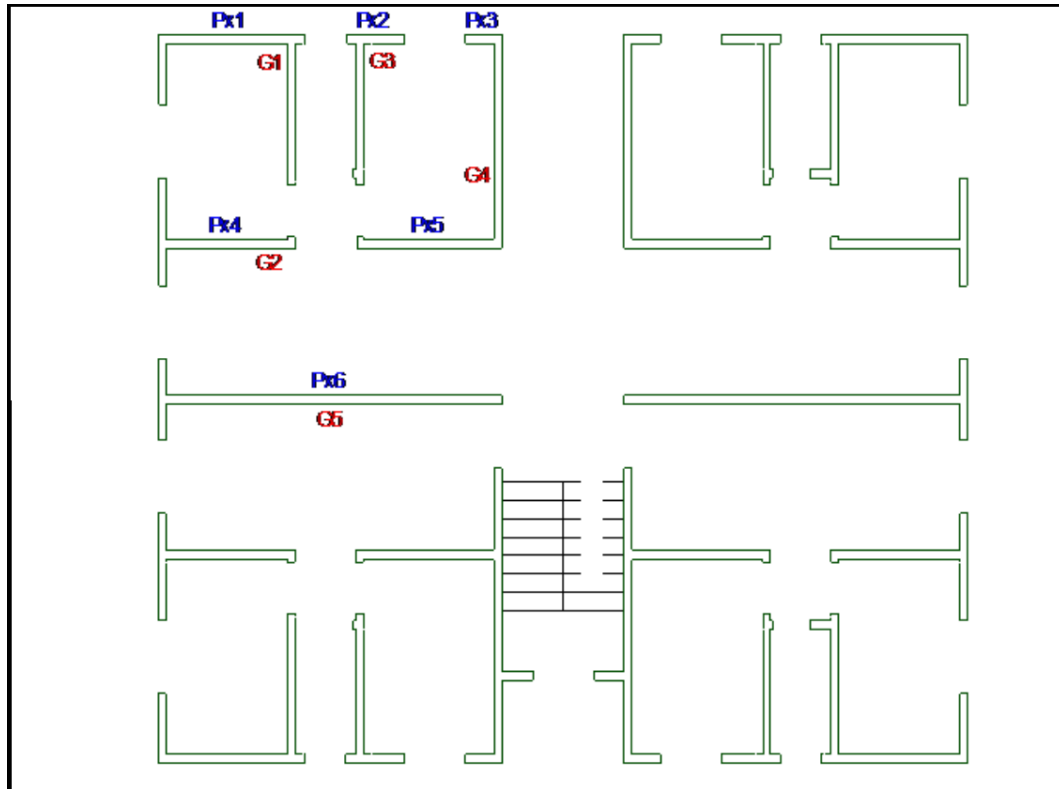


Fonte: Jean Marie<sup>15</sup>

<sup>15</sup> JEAN MARIE. **Distribuição das ações horizontais.** Disponível em: <[www.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_alv.estrutural.htm](http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_alv.estrutural.htm)>. Acesso em: 26 de setembro de 2015.

A separação das paredes em grupos será conforme Figura 35:

Figura 35: Grupos de Paredes



Fonte: Jean Marie<sup>16</sup>

➤ Planilha “AÇÕES DO VENTO”

Inicialmente são determinadas as ações do vento. Nesta planilha inserem-se alguns dados referentes às características do edifício e do vento, como por exemplo, pé-direito, dimensão do edifício no eixo x e y, número de pavimentos, velocidade básica do vento e os fatores  $S_1$  e  $S_3$ . Esses fatores são, respectivamente, o fator topográfico e fator estatístico – que podem ser consultados no Anexo A e B. Para o exemplo em questão, eles são iguais a 1,0. A planilha fornece valores referentes à velocidade do vento a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$  (Figura 36), que são razões que devem ser aplicadas em um ábaco para obtenção do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) – fornecida no Anexo C.

<sup>16</sup> JEAN MARIE. **Distribuição das ações horizontais.** Disponível em: <[www.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_alv.estrutural.htm](http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_alv.estrutural.htm)>. Acesso em: 26 de setembro de 2015.

Figura 36: Planilha “AÇÕES DO VENTO”

AÇÕES DO VENTO					
			$V_0$ (m/s)=	40	Vento a 0°
			$S_1$ =	1,0	$l_1/l_2$   0,75
			$S_3$ =	1,0	$h/l_1$   1,74
Pé direito (m)=	2,6	Dimensão no eixo X da edificação (m)=	15,99		Vento a 90°
$C_a$ (0°)=	1,1	Dimensão no eixo Y da edificação (m)=	11,95		$l_1/l_2$   1,34
$C_a$ (90°)=	1,25	Número de Pavimentos	8		$h/l_1$   1,30

Fonte: Própria autora

➤ Planilha “FORÇAS RESULTANTES”

A determinação do fator  $S_2$  (fator de rugosidade e regime) é feita pela tabela 2 da NBR 6123 (Anexo D deste trabalho):

Para o exemplo estabeleceram-se categoria III e classe A. Esse fator varia conforme a altura do pavimento considerado da edificação.

Através das eq.(7) e eq.(6) do item 4.4.1 calculam-se, então, a velocidade característica e a pressão de obstrução para cada pavimento.

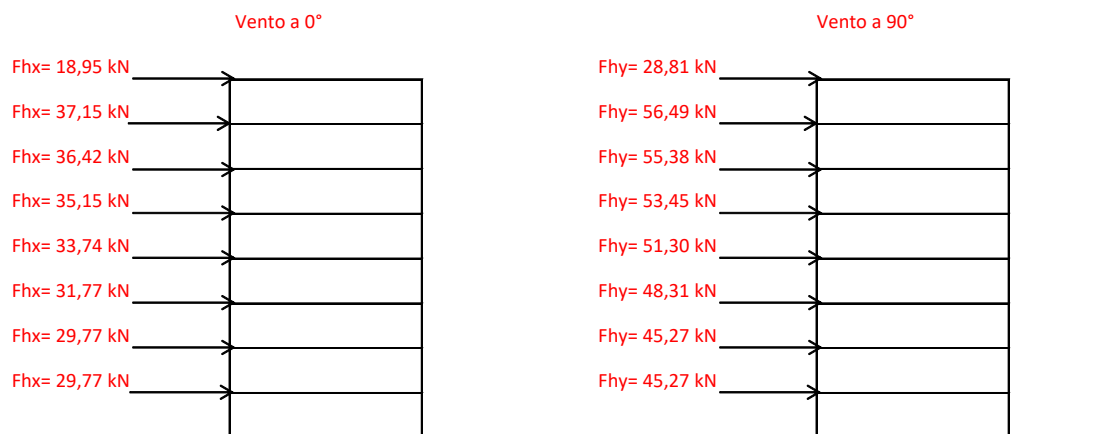
A partir do coeficiente de arrasto calculam-se, através da eq.(5), as forças de arrasto características ao nível de cada andar para as duas direções do vento. Esses resultados estão mostrados a seguir na Figura 37 e esquematizadas na Figura 38:

Figura 37: Planilha “FORÇAS RESULTANTES”

FORÇAS RESULTANTES						
Pavimento	z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m <sup>2</sup> )	Fhx (kN)	Fhy (kN)
8	20,80	1,063	42,53	1,11	18,95	28,81
7	18,20	1,053	42,11	1,09	37,15	56,49
6	15,60	1,042	41,70	1,07	36,42	55,38
5	13,00	1,024	40,96	1,03	35,15	53,45
4	10,40	1,003	40,13	0,99	33,74	51,30
3	7,80	0,974	38,94	0,93	31,77	48,31
2	5,20	0,942	37,70	0,87	29,77	45,27
1	2,60	0,942	37,70	0,87	29,77	45,27

Fonte: Própria autora

Figura 38: Esquema das Forças Resultantes



Fonte: Própria autora

➤ Planilha “AÇÕES DEVIDO AO DESAPRUMO”

Feito isso, parte-se para o cálculo das ações horizontais devido ao desaprumo.

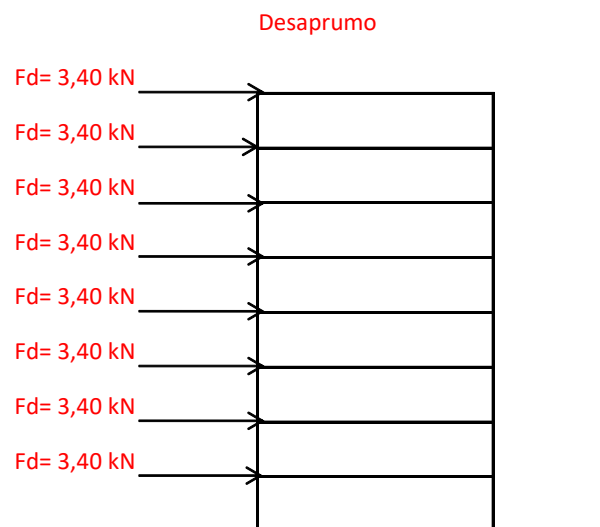
Por questão de simplicidade, considerou-se que o peso atuante em cada pavimento foi de 1550 kN, inclusive o de cobertura. As ações laterais de cálculo, equivalentes ao desaprumo, a serem aplicadas ao nível de cada pavimento, são dadas pelas eqs.(4 e 5) do item 4.4.2. Deve-se inserir na planilha a altura total da edificação e o peso atuante em cada pavimento, daí tem-se os seguintes resultados apresentados na Figura 39 e esquematizados na Figura 40:

Figura 39: Planilha “AÇÕES DEVIDO AO DESAPRUMO”

AÇÕES DEVIDO AO DESAPRUMO		
Altura da edificação (m)=	20,8	$\varphi$ (rad) = 0,002193
Pavimento	P (kN)	Fd (kN)
8	1550	3,40
7	1550	3,40
6	1550	3,40
5	1550	3,40
4	1550	3,40
3	1550	3,40
2	1550	3,40
1	1550	3,40

Fonte: Própria autora

Figura 40: Ação do desaprumo



Fonte: Própria autora

➤ Planilha “ESFORÇOS SOLICITANTES GLOBAIS”

Com as ações horizontais devido ao vento e ao desaprumo obtidas, calculam-se os esforços solicitantes globais para cada pavimento. A força especificada para cada pavimento é a soma das ações horizontais devido ao vento e ao desaprumo (Figura 41).

Figura 41: Planilha "ESFORÇOS SOLICITANTES GLOBAIS"

ESFORÇOS SOLICITANTES GLOBAIS						
Pavimento	Direção x			Direção y		
	Força (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)	Força (kN)	Cortante (kN)	Momento (kNm)
8	22,34	22,34	58,10	32,21	32,21	93,08
7	40,55	62,90	221,63	59,89	92,10	332,54
6	39,82	102,72	488,70	58,78	150,88	724,83
5	38,55	141,27	855,99	56,84	207,73	1264,91
4	37,13	178,40	1319,84	54,70	262,42	1947,21
3	35,17	213,57	1875,13	51,71	314,13	2763,96
2	33,17	246,74	2516,66	48,67	362,80	3707,23
1	33,17	279,91	3244,43	48,67	411,46	4777,04

Fonte: Própria autora

➤ Planilha “CÁLCULO DAS RIGIDEZES”

Para continuação dos cálculos, é necessário calcular-se as rigidezes de cada painel que, supondo constantes ao longo da altura, correspondem ao seu momento de inércia (I). Para isto o valor das abas foi considerado constante e igual a, no máximo, 0,90 m (ver consideração no item 4.5 referentes às abas).

Para o cálculo dos momentos de inércia de cada painel, tomou-se o calculado por Jean Marie, do exemplo referenciado em questão e utilizou-se a equação (11) para o cálculo das rigidezes por meio da planilha (Figura 42):

Figura 42: Planilha “CÁLCULO DAS RIGIDEZES”

CÁLCULO DAS RIGIDEZES				
Parede Px	I (m <sup>4</sup> )	n	I * n	R= I/Σ
1	0,725974	4	2,903896000	0,037811
2	0,026606	4	0,106424000	0,001386
3	0,021751	4	0,087004000	0,001133
4	0,465071	4	1,860284000	0,024222
5	0,727258	4	2,909032000	0,037878
6	5,666715	2	11,333430000	0,295140
		Σ	19,200070000	

Fonte: Própria autora

➤ Planilha “CORTANTE E MOMENTO FLETOR”

Posteriormente, calcula-se então a ação sobre cada painel por meio da equação (12).

Para o esforço cortante (kN) e momento fletor na direção x tem-se (Figura 43):

Figura 43: Planilha "CORTANTE E MOMENTO FLETOR"

ESFORÇO CORTANTE NA DIREÇÃO X						
Pavimento	Px1	Px2	Px3	Px4	Px5	Px6
8	1,031	0,038	0,031	0,660	1,033	6,595
7	2,901	0,106	0,087	1,859	2,907	18,563
6	4,738	0,174	0,142	3,036	4,747	30,317
5	6,517	0,239	0,195	4,175	6,528	41,694
4	8,230	0,302	0,247	5,272	8,244	52,653
3	9,852	0,361	0,295	6,311	9,870	63,034
2	11,382	0,417	0,341	7,292	11,402	72,824
1	12,912	0,473	0,387	8,272	12,935	82,613

MOMENTO FLETOR NA DIREÇÃO X						
Pavimento	Px1	Px2	Px3	Px4	Px5	Px6
8	2,680	0,098	0,080	1,717	2,685	17,146
7	10,224	0,375	0,306	6,549	10,242	65,411
6	22,544	0,826	0,675	14,442	22,583	144,235
5	39,487	1,447	1,183	25,296	39,557	252,638
4	60,884	2,231	1,824	39,003	60,992	389,537
3	86,500	3,170	2,592	55,413	86,653	553,426
2	116,094	4,255	3,478	74,371	116,299	742,768
1	149,666	5,485	4,484	95,878	149,930	957,563

Fonte: Própria autora

## 6 CONCLUSÃO

Neste trabalho procurou-se discorrer de forma sintética sobre as considerações gerais da alvenaria estrutural – aspectos quanto às suas características, vantagens, desvantagens e sistema estrutural. O sistema construtivo, apesar de apresentar restrições quanto às mudanças arquitetônicas e necessitar de boa integração de projetos, é uma alternativa eficiente e econômica capaz de resultar na redução de custos e racionalização.

Foram apresentados seus componentes, elementos e foram feitas considerações acerca das medidas usuais dos blocos usados na modulação – no Brasil são mais facilmente encontrados blocos com comprimentos múltiplos de 15 e 20 cm. Aspectos relativos à modulação e sua importância foram discutidos, além de serem dadas recomendações quanto às amarrações de cantos e bordas.

No capítulo sobre a análise estrutural das ações verticais (capítulo 3) foi feita uma breve explicação sobre os sistemas estruturais. Foram destacadas as cargas verticais que usualmente estão presentes nas construções de alvenaria estrutural e foram discutidos aspectos relativos à sua distribuição ao longo da estrutura. Além disso, considerações sobre a importância da interação das paredes e uniformização das cargas foram mostradas. Quando uma parede de alvenaria é submetida a um carregamento vertical, tende a ocorrer um espalhamento desse carregamento ao longo da parede segundo critérios observados em normas. Esse espalhamento só ocorre se houver forças de interação, que por sua vez, só existem por meio de juntas a prumo. A questão da uniformização de cargas é necessária visto que as ações verticais apresentam diferentes valores em determinado nível. As paredes mais carregadas acabam definindo a resistência dos blocos a serem usados nas demais paredes do pavimento. Neste capítulo também foram discutidos quatro procedimentos de distribuição dessas ações, que são: paredes isoladas, grupos de paredes, grupos de paredes com interação e modelagem tridimensional em elementos finitos.

No capítulo 4 – Análise estrutural para ações horizontais – o mesmo esquema do capítulo 3 foi seguido. Inicialmente foram apresentadas as ações horizontais usuais nas construções (vento e desaprumo). Em seguida foram explicadas as considerações de abas em painéis de contraventamento com ênfase na importância da adoção de abas ou flanges para contribuição significativa na rigidez e resistência dos painéis, de distribuição de ações para contraventamento simétrico (paredes isoladas e com aberturas), de distribuição de ações para

contraentamento assimétrico (paredes isoladas, com aberturas e trechos rígidos) e de estabilidade global da estrutura.

No capítulo 5 foram desenvolvidos dois exemplos, um para demonstração das ações verticais e outro para ações horizontais. Ambos os exemplos foram realizados com o auxílio de planilhas computacionais realizadas no Microsoft Excel e foram exemplos adaptados e baseados de outros autores. Fez-se essa opção para comprovar se as planilhas resultam valores plausíveis aos dos exemplos.

As planilhas servem como auxílio para facilidade de cálculo. Alguns dados são inseridos e resultados são gerados conforme as determinações dos exemplos. Faz-se a ressalva de que essas planilhas estão sujeitas a modificações e adaptações futuras conforme necessidade do usuário.

Finalmente, acredita-se que este trabalho cumpriu seu objetivo e que as informações contidas nele possam auxiliar nos cursos de graduação em Engenharia Civil, bem como para aqueles que estejam interessados em se informar sobre esse sistema construtivo e suas implicações quanto à análise estrutural.

## REFERÊNCIAS

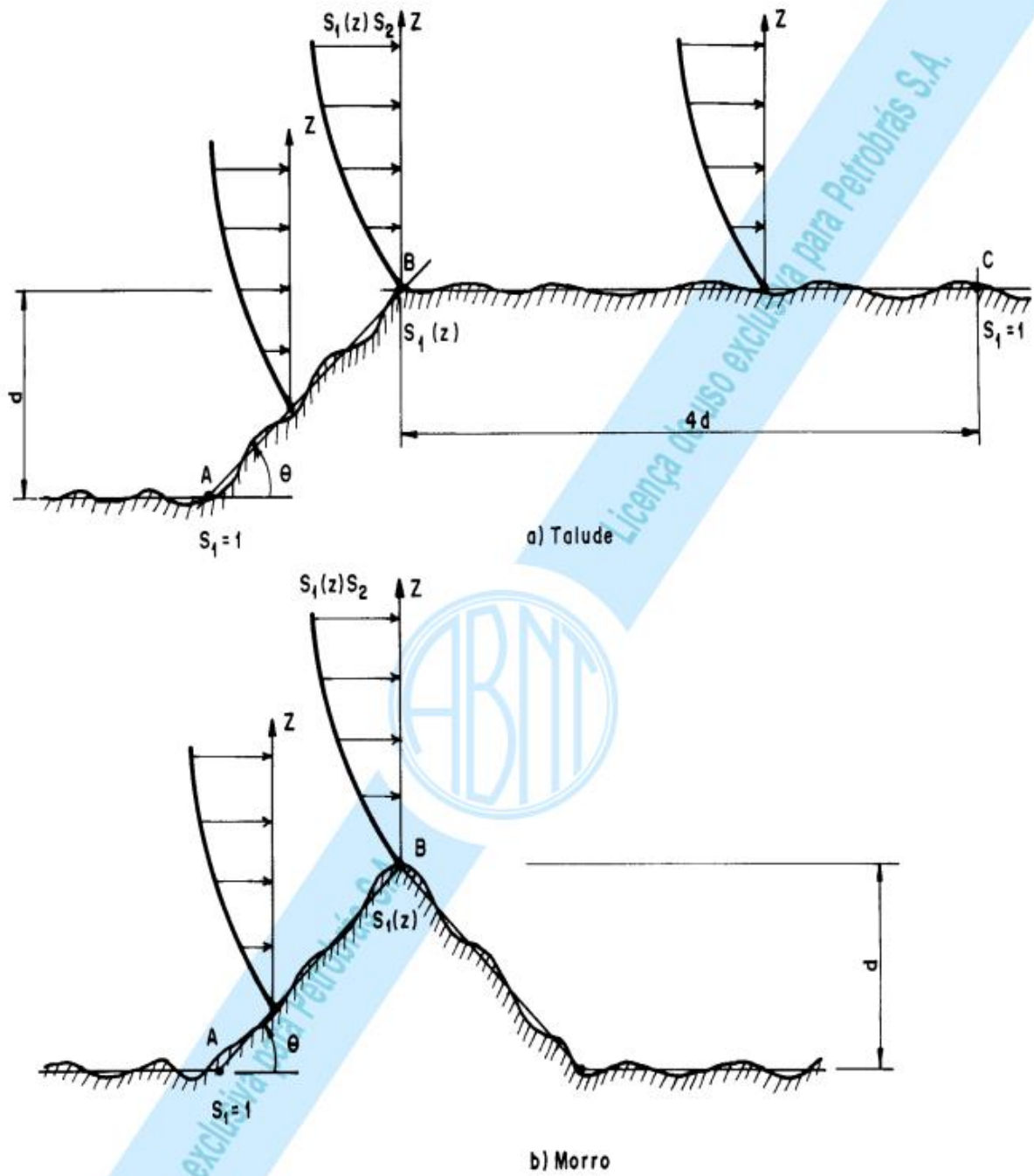
- ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos. 1998. 247f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações: versão corrigida 2:2013. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1**: alvenaria estrutural – blocos de concreto parte 1: projeto. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-2**: alvenaria estrutural – blocos de concreto parte 2: execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.
- HELENA JÚNIOR, F. **Contribuição para o projeto de edifícios em alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Universidade São Judas Tadeu, São Paulo, 2012.
- HENDRY, A. W. *et al.* **An introduction to load bearing brickwork design**. New York, Halsted Press, 1981.
- HENDRY, A. W. **Structural brickwork**. London: MacMillan Press, 1981.
- OLIVEIRA JÚNIOR, V.; PINHEIRO, L. M. Método prático para distribuição das ações verticais em paredes de alvenaria. *In*: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., Florianópolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. **Proceedings** [...]. Florianópolis: Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, 1994.
- PARSEKIAN, G. A. **Cálculo e armação de lajes de concreto armado com a consideração do momento volvente**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1986.
- RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini Ltda, 2003.
- SILVA, I. M. **Análise de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos as ações do vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

MARTINS, F.A. **Análise crítica do uso de um sistema racionalizado:** o caso da alvenaria estrutural em blocos de concreto em edifícios habitacionais. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2001.

CAVALHEIRO, O. P. Alvenaria estrutural: tão antiga e tão atual. **Jornal da ANICER**, Porto Alegre, 31 jul. 1998.

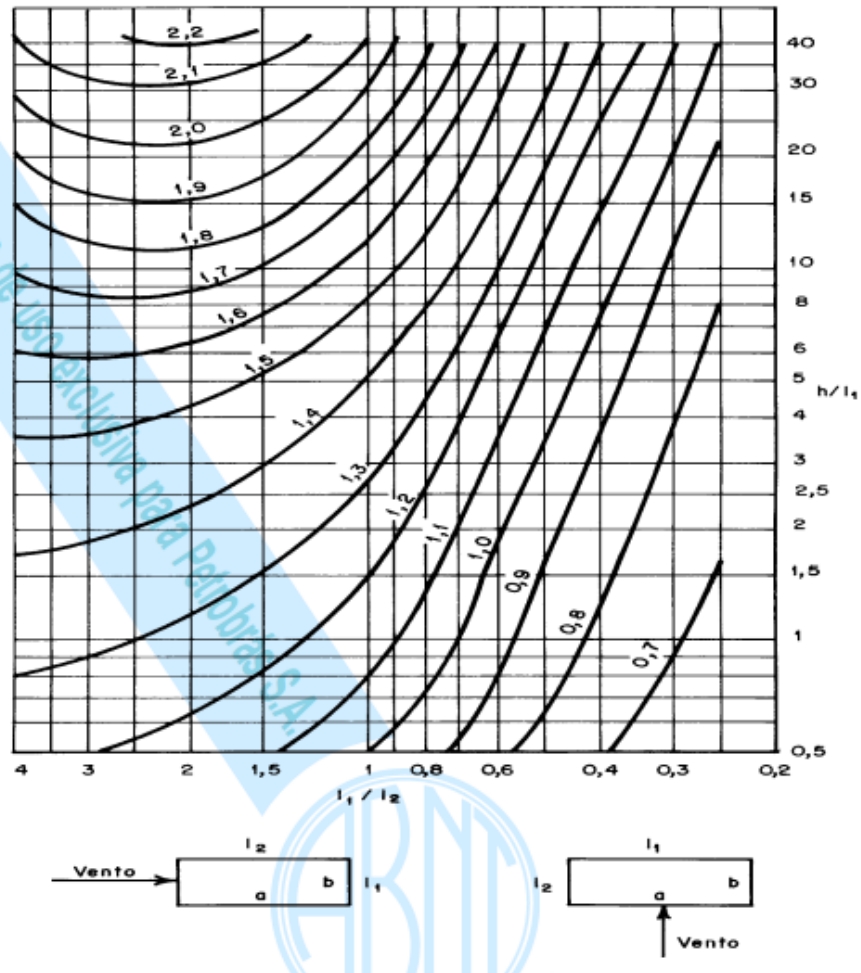
## ANEXOS

ANEXO A – Fator topográfico  $S_1$ 

ANEXO B – Fator estatístico  $S_3$ 

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

ANEXO C – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



ANEXO D – Fator  $S_2$ 

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

A categoria do terreno é avaliada da seguinte forma:

I: superfícies lisas de grandes dimensões (mais de 5 km na direção e sentido do vento incidente);

II: terreno aberto, em nível, poucos obstáculos isolados (árvores ou pequenas construções);

III: terrenos planos com obstáculos como muros, edificações baixas e esparsas;

IV: terreno com obstáculos numerosos em zonas florestal, industrial e urbanizada;

V: terreno com obstáculos numerosos e altos, como centro de grandes cidades.

E a sua classe da edificação assim:

A : edificações com maior dimensão menor que 20 m;

B : edificações com maior dimensão entre 20 e 50 m;

C : edificações com maior dimensão maior que 50 m.