

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS - ESCOLA DE ENGENHARIA DA UFMG
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM ALVENARIA ATRAVÉS DAS
RECOMENDAÇÕES DA NBR 10837 E EUROCÓDIGO 6**

EDNA ALVES OLIVEIRA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia da UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva

Belo Horizonte
(2001)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM
ALVENARIA ATRAVÉS DAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 10837 E
EUROCÓDIGO 6"**

Edna Alves Oliveira

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Roberto Márcio da Silva
DEES/UFMG - (Orientador)

Prof. Ney Amorim Silva
DEES/UFMG

Prof. Márcio Antônio Ramalho
EESC/USP

Belo Horizonte, 28 de setembro de 2001

Aos meus pais João e Helena,
pela simplicidade e determinação com
que me ensinaram o caminho da vida.

AGRADECIMENTOS

Impossível agradecer aqui a todos aqueles que conviveram comigo e colaboraram, os nomes seriam demasiados, os predicados muito complexos, as emoções muito intensas; a tarefa de preparar a lista jamais começaria ou, antes, jamais chegaria ao fim. O que segue é apenas um ponto de partida.

A Deus, meu mestre, que me mostrou o sentido do caminho reto, que se conserva mesmo quando o atalho é tortuoso.

Pela energia, as idéias, o apoio e o amor que me encorajaram a iniciar e persistir no projeto deste trabalho, meu profundo agradecimento aos meus pais, minhas irmãs e Luly Rodrigues; aos meus colegas do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, pela agradável convivência e companheirismo; ao Prof. Roberto Márcio da Silva, pela orientação e Prof. Eduardo Chahud, pela colaboração.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO 1	
1.1 Conceituação	1
1.2 Histórico	3
1.3 Objetivos do trabalho	7
1.4 Justificativas	7
1.5 Organização do trabalho	8
CAPÍTULO 2 - MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	11
2.1 Confiabilidade e segurança	11
2.2 Métodos de verificação da segurança	14
2.2.1 Método determinístico das tensões admissíveis	16
2.2.2 Fundamentos do método probabilístico	18
2.2.3 Método dos estados limites	20
2.3 Considerações finais	24
CAPÍTULO 3 – PROJETO E DIMENSIONAMENTO – NBR 10837	27
3.1 Concepção estrutural	27
3.2 Análise estrutural	30
3.3 Determinação das ações	32
3.3.1 Ações verticais	33
3.3.2 Ações horizontais	34
3.4 Distribuição das ações verticais	36
3.4.1 Paredes isoladas	38
3.4.2 Grupos isolados de paredes	39

3.4.3 Grupos de paredes com interação	40
3.4.4 Modelagem tridimensional em elementos finitos	41
3.5 Distribuição das ações horizontais	42
3.5.1 Consideração das abas ou flanges	42
3.5.2 Paredes isoladas	43
3.6 Dimensionamento	46
3.6.1 Determinação das tensões admissíveis	47
3.6.2 Tensões admissíveis na alvenaria	49
3.6.3 Tensão de tração admissíveis nas armaduras	51
3.6.4 Tensão de compressão admissível nas armaduras	52
3.6.5 Tensão de compressão no graute	52
3.6.6 Dimensionamento das vergas e vigas	53
3.6.7 Dimensionamento de paredes e pilares	61
3.7 Disposições construtivas	69
3.8 Considerações finais	71
CAPÍTULO 4 - EXEMPLOS NUMÉRICOS – NBR 10837	72
4.1 Projeto arquitetônico e sistema estrutural: esquemas	73
4.2 Cargas de projeto	78
4.2.1 Determinação das ações verticais	78
4.2.2 Determinação das ações horizontais	82
4.3 Edifício com 4 (quatro) pavimentos	83
4.3.1 Distribuição das ações verticais ao longo do edifício	83
4.3.2 Distribuição das ações horizontais ao longo do edifício	90
4.3.3 Distribuição das ações totais ao longo do edifício	102
4.3.4 Verificação da segurança das paredes	106
4.4 Edifício com 8 (oito) pavimentos	112
4.4.1 Distribuição das ações verticais	112
4.4.2 Distribuição das ações horizontais	116
4.4.3 Distribuição das ações totais ao longo do edifício	119
4.4.4 Verificação da segurança das paredes	122
4.5 Dimensionamento	128
4.5.1 Dimensionamento à flexão das paredes estruturais	128
4.5.2 Dimensionamento ao cisalhamento das paredes estruturais	130

4.5.3 Dimensionamento à flexão simples das vergas	130
4.6 Considerações finais	134
CAPÍTULO 5 - RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DO EUROCÓDIGO 6	136
5.1 Introdução	136
5.1.1 Campo de aplicação	137
5.2 Definição dos materiais	137
5.2.1 Unidades de alvenaria	137
5.2.1.1 Propriedades das unidades de alvenaria	141
5.2.2 Argamassa	142
5.2.3 Graute	143
5.2.5 Propriedades mecânicas da alvenaria simples	144
5.2.5.1 Generalidades	144
5.2.5.2 Resistência caract. à compressão da alvenaria simples	144
5.2.6 Propriedades mecânicas da alvenaria armada	151
5.2.7 Características de deformação da alvenaria	151
5.2.7.1 Relação tensão / deformação	151
5.2.7.2 Módulo de elasticidade longitudinal	152
5.2.7.3 Módulo de distorção	152
5.2.7.4 Fluência, retração e dilatação térmica	153
5.3 Bases de projeto	154
5.3.1 Situação de projeto	154
5.3.2 Classificação das ações	154
5.3.3 Valores característicos das ações	154
5.3.4 Valores de cálculo das ações	155
5.3.5 Valores característicos dos materiais	155
5.3.6 Valores de cálculo dos materiais	156
5.4 Requisitos de projeto	156
5.4.1 Estados limites últimos	156
5.4.1.1 Condições de verificação	156
5.4.1.2 Combinações de ações	157
5.4.2 Coef. parciais de segurança para os estados limites últimos	159
5.4.2.1 Coef. parciais de segurança para as ações em estruturas	159
5.4.2.2 Coef. parciais de segurança relativos aos materiais	161
5.4.3 Estados limites de utilização	162

5.4.3.1	Condições de verificação	162
5.4.3.2	Combinações de ações	162
5.5	Dimensionamento da alvenaria	163
5.5.1	Comportamento estrutural e estabilidade global	163
5.5.2	Ações combinações e coeficientes parciais	164
5.5.3	Paredes de alvenaria simples sujeitas à ações verticais	164
5.5.3.1	Hipóteses	164
5.5.3.2	Verificação da segurança	164
5.5.3.3	Coeficiente de redução da esbeltez e da excentricidade	166
5.5.3.4	Altura efetiva das paredes	168
5.5.3.5	Espessura efetiva das paredes	171
5.5.3.6	Esbeltez das paredes	172
5.5.4	Paredes de contraventamento de alvenaria simples	172
5.5.4.1	Generalidades	172
5.5.4.2	Verificação da segurança	173
5.5.5	Alvenaria armada	174
5.5.5.1	Elementos sujeitos à flexão simples e composta	174
5.5.5.2	Elementos da alvenaria armada (esforço transversal)	176
5.6	Disposições construtivas	178
5.7	Considerações finais	180
CAPÍTULO 6 - EXEMPLO NUMÉRICO – EUROCÓDIGO 6		181
6.1	Dados dos exemplos	181
6.2	Verificação da segurança dos elementos estruturais	183
6.2.1	Edifício com 4 (quatro) pavimentos	183
6.2.1.1	Verificação à compressão (cargas permanentes)	184
6.2.1.2	Verificação à tração	218
6.2.1.3	Verificação à flexo-compressão	218
6.2.2	Edifício com 8 (oito) pavimentos	225
6.2.2.1	Verificação à compressão simples	225
6.2.2.2	Verificação à flexo-compressão	229
6.2.2.3	Verificação ao cisalhamento	229
6.3	Considerações finais	231

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES	233
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	237

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Pirâmide de Kéops	3
Figura 1.2 – Farol da Alexandria	4
Figura 2.1 – Distribuição de Gauss (resistências)	16
Figura 2.2 – Valores característicos das resistências e ações	23
Figura 3.1 – Aberturas de dutos em paredes estruturais	28
Figura 3.2 – Detalhes das instalações hidráulicas	29
Figura 3.3 – “Shaft” hidráulico	30
Figura 3.4 – Distribuição das ações do vento	34
Figura 3.5 – Diagramas de tensões	35
Figura 3.6 – Amarração direta de paredes	37
Figura 3.7 – Grupos de paredes	39
Figura 3.8 – Alvenaria entre a abertura e a laje (lintel)	40
Figura 3.9 – Definição das abas ou flanges	42
Figura 3.10 – Representação dos painéis de contraventamento	44
Figura 3.11 – Movimentação das lajes de acordo com a ação do vento	46
Figura 3.12 – Prismas para determinação da resistência à compressão	48
Figura 3.13 – Parede para ensaio	48
Figura 3.14 – Tensões de tração na flexão	51
Figura 3.15 – Tensão de contato	51
Figura 3.16 – Carga distribuída dentro do triângulo de carga	53
Figura 3.17 – Carga concentrada fora do triângulo de carga	53
Figura 3.18 – Flexão simples em seção retangular	54
Figura 3.19 – Distribuição das cargas verticais	61
Figura 3.20 – Distribuição de carga vertical quando há abertura	62
Figura 3.21 – Flexão composta	65
Figura 3.22 – Diagrama de tensões	67
Figura 4.1 [a] – Planta baixa do pavimento –tipo	74

Figura 4.1 [b] – Esquemas verticais	75
Figura 4.2 – Bloco vazado de concreto (M15)	76
Figura 4.3 – Esquema estrutural / Nomenclatura das paredes	77
Figura 4.4 – Forma das lajes	79
Figura 4.5[a] – Reações das lajes sobre as paredes estruturais	80
Figura 4.5[b] – Reações da laje L9 sobre as paredes estruturais	81
Figura 4.6 – Planta do exemplo	84
Figura 4.7 – Força de arrasto na direção Y	92
Figura 4.8 – Representação dos painéis de contraventamento	94
Figura 4.9 – Distribuição da ação horizontal nos painéis	98
Figura 4.10 – Diagrama de tensão no painel 1	101
Figura 4.11 – Área de atuação do esforço cortante	102
Figura 4.12 – Definição dos grupos de paredes	115
Figura 4.13 – Força de arrasto na direção Y	117
Figura 4.14 – Painéis 2 e 5 – 1º pavimento	123
Figura 4.15 – Paredes PY13/PY14	129
Figura 4.16 – Detalhe da armadura em ambas as extremidades da parede	129
Figura 4.17 – Detalhamento das armaduras de flexão nas paredes PY13/PY14	130
Figura 4.18 – Verga da janela do quarto	131
Figura 4.19 – Verga da porta do quarto	133
Figura 5.1 – Exemplos de unidades de alvenaria do Grupo 1	138
Figura 5.2 – Exemplos de unidades de alvenaria dos Grupos 2a e 2b	139
Figura 5.3 – Exemplos de unidades de alvenaria do Grupo 3	139
Figura 5.4 – Resistência característica	141
Figura 5.5 – Tipos de juntas longitudinais em paredes de alvenaria simples	146
Figura 5.6 – Resistências à flexão	149
Figura 5.7 – Diagrama tensão-deformação da alvenaria	151
Figura 5.8 – Diagrama tensão-deformação de cálculo	152
Figura 5.9 – Momentos para o cálculo das excentricidades	167
Figura 5.10 – Ábaco mostrando os valores de ϕ_m	167
Figura 5.11 – Comprimento mínimo da parede de travamento com aberturas	171
Figura 5.12 – Largura das abas ou flanges	172

Figura 5.13 – Exemplo de colocação de armaduras na alvenaria	179
Figura 5.14 – Recobrimento das armaduras em junta de assentamento	179
Figura 6.1 – Bloco vazado de concreto M15	182
Figura 6.2 – Nomenclatura das paredes	183
Figura 6.3 – Comprimento mínimo das paredes de travamento [PY1 e PY16]	186
Figura 6.4 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX1	188
Figura 6.5 – Ábaco mostrando os valores de ϕ_m	192
Figura 6.6 – Comprimento mínimo das paredes de travamento [PY2]	195
Figura 6.7 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX2	197
Figura 6.8 – Comprimento mínimo das paredes de travamento [PY17]	201
Figura 6.9 – Comprimento mínimo das paredes de travamento [PY17]	205
Figura 6.10 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX9[a]	207
Figura 6.11 – Comprimento mínimo das paredes de travamento [PY18]	209
Figura 6.12 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX6	213
Figura 6.13 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PY13	216
Figura 6.14 – Distribuição de tensões normais na seção de base	221

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Tensões admissíveis na alvenaria não-armada	49
Tabela 3.1 – Tensões admissíveis na alvenaria armada	50
Tabela 4.1 – Cargas verticais atuantes nas paredes no último pavimento	82
Tabela 4.2 – Resultados considerando paredes isoladas	85
Tabela 4.3 – Resultados considerando grupos de paredes sem interação	86
Tabela 4.4 – Comparação dos dois procedimentos	88
Tabela 4.5 – Forças devidas ao vento ao nível de cada andar	90
Tabela 4.6 – Propriedades geométricas dos painéis	96
Tabela 4.7 – Rigidez relativa dos painéis	97
Tabela 4.8 – Esforços solicitantes e tensões na base dos painéis	101
Tabela 4.9 – Forças devidas ao vento ao nível de cada andar	116
Tabela 4.10 – Esforços solicitantes e tensões na base dos painéis	119
Tabela 5.1 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria	140
Tabela 5.2 – Valores do coeficiente δ	142
Tabela 5.3 – Resistência característica à compressão do graute	143
Tabela 5.4 – Resistência característica ao cisalhamento do graute	144
Tabela 5.5 – Valores de f_{vk0} e valores limites de f_{vk} para argamassa	150
Tabela 5.6 – Propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria	153
Tabela 5.7 – Valores de cálculo a utilizara nas combinações de ações	158
Tabela 5.8 – Coeficientes parciais de segurança para estruturas de edifícios	160
Tabela 5.9 – Coeficientes parciais de segurança para os materiais	161

RESUMO

OLIVEIRA, E. A. (2001). *Verificação da segurança dos elementos estruturais de edifícios em alvenaria através das recomendações da NBR 10837 e do Eurocódigo 6*. Belo Horizonte. 250p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da UFMG, Universidade Federal de Minas Gerais.

Neste trabalho verifica-se a segurança de edifícios em alvenaria estrutural executados no Brasil e dimensionados segundo o método das tensões admissíveis (NBR10837). Para isto, são abordados aspectos tanto do ponto de vista científico, probabilístico ou econômico para serem comparados com as recomendações do Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria, que utiliza como critério de dimensionamento o método dos estados limites.

Após consideração das questões estruturais, exemplos são apresentados para ilustrar o projeto de alvenaria pelo método das tensões admissíveis. Os resultados são avaliados e comparados com o método dos estados limites, a fim de que as informações sejam compiladas para o dimensionamento adequado e para subsidiar futuras revisões nas normas brasileiras.

Palavras-chave: projeto estrutural de edifícios; alvenaria estrutural; tensões admissíveis; estados limites.

ABSTRACT

OLIVEIRA, E. A. (2001). *Verification of structural elements of masonry buildings through the recommendations of NBR 10837 and Eurocode 6*. Belo Horizonte. 250p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da UFMG, Universidade Federal de Minas Gerais.

This work verifies the safety of buildings in masonry structures which are built in Brazil and designed according to allowable stress method – Brazilian code (NBR 10837). For this are presented scientific, probabilistic and economical aspects to be compared to Eurocode 6 recommendations – Structural Masonry Design, which is based on the limit state method.

After that some examples are presented to demonstrate the design of masonry structures by allowable stress method. The results are analyzed and compared to the limit state method in order to direct information to support future revisions for Brazilian codes.

Keywords: structural design of buildings; structural masonry; allowable stress; limit state.

INTRODUÇÃO

CAPÍTULO 1

Neste capítulo serão abordados alguns conceitos básicos sobre as unidades de alvenaria e a sua evolução na construção civil como material econômico e racional. Apresentando os objetivos deste trabalho junto ao processo de atualização dos métodos de dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural.

1.1. CONCEITUAÇÃO

Segundo a ABCI (1990), alvenaria é definida como o conjunto coeso e rígido, conformado em obra, de tijolos ou blocos (unidade de alvenaria) unidos entre si por argamassa.

Atualmente, as obras em alvenaria de blocos industrializados podem ser definidas como "construções formadas por blocos industrializados de diversos materiais, suscetíveis de serem projetadas para resistirem a esforços de compressão única ou ainda uma combinação de esforços, ligados entre si pela interposição de

argamassa e podendo ainda conter armadura envolta em concreto ou argamassa (graute) no plano horizontal e/ou vertical".[ABCI (1990)]

A alvenaria estrutural, dimensionada por cálculo racional que considera os conceitos teóricos da Resistência dos Materiais, pode ser armada ou não armada. Executa-se a alvenaria armada com blocos vazados de concreto ou blocos vazados cerâmicos, 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.

A alvenaria estrutural não armada é executada com blocos sílico-calcários, blocos cerâmicos e blocos de concreto perfurados ou maciços, e que contêm armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, não sendo esta última considerada na absorção dos esforços calculados. As tensões de tração devem ser minoradas ou, se possível, evitadas.

Vale salientar que as alvenarias não armadas são de mais simples execução, uma vez que não exigem o grauteamento. O grauteamento exige interrupção do trabalho de assentamento das paredes, além de prejudicar a passagem das instalações elétricas nos vazados dos blocos.

Nas construções em alvenaria estrutural as paredes têm múltiplas funções, conferindo simultaneamente: rigidez estrutural, proteção térmica, acústica e ao fogo. Podem conferir ainda funções estética e arquitetônica.

1.2. HISTÓRICO

Da moradia na caverna aos arranha-céus de hoje, a alvenaria vem desempenhando um papel de destaque. Esse desenvolvimento vem se caracterizando por diversas e enriquecedoras fases de evolução.

Um mergulho no passado revela como se avançou, embora morosamente, mas de acordo com o crescimento social e urbano, desde as fases de construções de taipa, o pau-a-pique, a cantaria, a alvenaria de tijolos, chegando-se às alvenarias estruturais com blocos industrializados.

Da antigüidade algumas obras chegaram até nós, desafiando a ação destruidora do tempo, através de séculos, demonstrando a disposição ascendente de espírito da humanidade nas mais diferentes regiões do globo terrestre.

Tais como a pirâmide de Quéops (Figura (1.1)), com aproximadamente dois milhões de blocos de pedra, ocupando área de 54.000 (cinquenta e quatro mil) metros quadrados; o Farol da Alexandria (Figura (1.2)), com altura estimada de 183 (cento e oitenta e três) metros e as grandes catedrais góticas, construídas na Idade Média, com vãos expressivos e arquitetura belíssima realizada com a utilização de arcos e abóbadas.

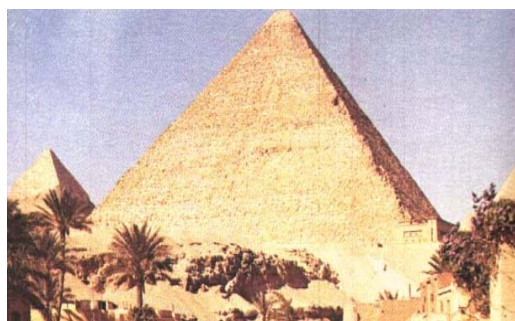


Figura 1.1 – Pirâmide de Quéops *

(*) <http://www.geocite.com.br>

Mas, foram os romanos que atingiram o máximo desenvolvimento na alvenaria de pedra, não só para o uso interno, como exportaram para todos os povos civilizados da época e através dos tempos, chegando até nossos dias. Os romanos consolidaram as obras gregas e superaram tudo que, até então, existia na arte da construção de pedra.



Figura 1.2 – Farol da Alexandria *

A argamassa de cal, conhecida e aplicada por alguns povos do Oriente, foi introduzida na Europa pelos romanos e contribuiu de maneira expressiva para o aperfeiçoamento da alvenaria de pedra. No assentamento das pedras, passaram a utilizar juntas verticais descontínuas e as pedras passaram a ter dimensões regulares.

Mas somente a partir deste século que a alvenaria começou a ser utilizada com os princípios científicos da Engenharia.

(*) <http://www.geocite.com.br>

Nos anos 20, 30 e 40 passou-se a estudar na Europa e nos Estados Unidos, com bases científicas e experimentação em laboratório, o comportamento da alvenaria sujeita aos mais variados tipos de esforços, o que deu fundamentação à teoria moderna de se projetar alvenaria estrutural. Até então, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente. A concepção estrutural era intuitiva e as espessuras das paredes eram determinadas através de regras práticas empíricas.

A partir daí, edifícios cujas paredes tinham espessuras exorbitantes (~1,80 m), como o edifício "Monadnock", construído em Chicago, Estados Unidos, no final do século XIX, cederam lugar a edifícios com paredes mais esbeltas.

Porém, com o advento do aço e posteriormente do concreto, esses materiais permitiram aos construtores a utilização de novas formas estruturais, ficando a alvenaria relegada às construções de pequeno porte.

Mas na década de 50 a alvenaria renasceu, após a realização de inúmeras pesquisas experimentais. Marcadas pela construção, na Suíça em 1.951, de um edifício de 13 (treze) pavimentos em alvenaria não-armada, com paredes de espessuras de 13 cm (internas) e de 37,5 cm (externas), dimensionado pelo engenheiro suíço Paul Haller. Muitos edifícios foram então construídos na Inglaterra, Estados Unidos, Alemanha e Suíça.

A alvenaria passou a ser reconhecida como uma estrutura racional e precisa, surgindo nesta época os primeiros documentos que estabeleciam principalmente limitações de projeto para os edifícios.

Já no Brasil data da década de 70, a soma de maiores esforços no sentido do desenvolvimento da alvenaria estrutural de blocos de concreto. O IBRACON - Instituto Brasileiro de Concreto, fundado em 1.972 foi a primeira entidade brasileira a sentir necessidade de agrupar os conhecimentos sobre os materiais e métodos utilizados na execução de alvenaria estrutural em blocos vazados de concreto.

Em dezembro de 1.977, na cidade de São Paulo, realizou-se um colóquio, reunindo os principais projetistas, calculistas, fabricantes de blocos e construtores dedicados ao assunto.

A realização desse Colóquio foi um marco, aliado ao fato, ou devido a ele, de que àquela época construiu-se em São Paulo diversos conjuntos habitacionais e em vários, a técnica da alvenaria estrutural foi aplicada. Surgiram também, entre os participantes do Colóquio, os primeiros entendimentos visando a normatização da técnica de alvenaria estruturada.

As normas americanas foram as balizadoras dos projetos de normas brasileiras em alvenaria estrutural. Tal como a ACI 531-79: *Bulding Code Requerements for Concrete Mansory Structures*, para o dimensionamento de alvenaria estrutural em blocos vazados de concreto e complementada pelas normas ASTM, oficializada em Junho de 1.979.

Portanto, verifica-se pelo histórico relatado, que a normatização brasileira para alvenaria estrutural, desenvolveu-se a partir da década de setenta, acompanhando o surto de construção habitacional. Assim, as revisões destas normas já se fazem necessárias, tendo em vista que as normas americanas, nas quais baseiam-se as normas brasileiras, já o foram.

Na Europa, em 1994 foi ratificada pelo CEN - Comitê Europeu de Normalização - a Pré-Norma Européia (Eurocódigo 6) como projeto de norma para aplicação provisória, com período de validade limitado inicialmente a três anos, sendo que esta já apresentava novos critérios de dimensionamento em comparação à norma brasileira. Adotou-se o método dos estados limites para dimensionamento da alvenaria.

Assim, deseja-se com este trabalho contribuir para a revisão das normas brasileiras de alvenaria, principalmente no que se refere ao critério de dimensionamento adotado - método das tensões admissíveis, ao invés do método dos estados

limites, que é um critério semiprobabilístico e mais atual, já utilizado pelas normas de estruturas de concreto, de aço e de madeira.

1.3. OBJETIVOS DO TRABALHO

O principal objetivo deste trabalho é verificar o dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural executados no Brasil e projetados segundo o *método das tensões admissíveis* (NBR 10837/1989), à luz das recomendações do Eurocode 6 que baseia-se no *método dos estados limites*. Para que este objetivo seja alcançado são analisados dois edifícios sendo um de 4 (quatro) e outro de 8 (oito) pavimentos.

Além disto, pretende-se que esta dissertação possa auxiliar na compilação de informações para subsidiar futuras alterações nas normas brasileiras.

1.4. JUSTIFICATIVAS

Atualmente, percebe-se uma tendência irreversível de construção de edifícios em alvenaria estrutural. Muitas construtoras brasileiras, com forte concentração no interior do Estado de São Paulo e na região metropolitana de Belo Horizonte, têm percebido a vantagem deste sistema construtivo. A redução de formas, armação e revestimentos, a possibilidade de pré-fabricação de muitos componentes estruturais, a limpeza do canteiro de obras, a redução de desperdícios e a diminuição dos procedimentos em obra, notadamente quando o emprego da alvenaria não-armada, têm incentivado tal procura.

Como qualquer sistema construtivo, este também possui algumas limitações. Entre elas pode-se dizer que exige mão-de-obra qualificada, impede a execução de

reformas que alterem a disposição das paredes estruturais, além do que a concepção estrutural pode acabar condicionando o projeto arquitetônico.

É crescente o interesse de projetistas, construtores e proprietários. Mesmo sem o domínio da tecnologia necessária, as iniciativas privada e estatal vêm, ao longo dos anos, descobrindo na alvenaria estrutural uma alternativa muito competitiva para a construção de habitações. Principalmente, para atender a faixa de baixa renda onde se concentra 98% do déficit habitacional brasileiro.

Desde sua implantação, a alvenaria estrutural passou a ser empregada sem que se dispusesse de normalização adequada nem métodos eficientes que visassem o controle de qualidade do processo e dos produtos envolvidos. Sendo assim, muitas vezes, as técnicas de execução usadas são produto da transmissão oral e os métodos de concepção e projeto baseiam-se em normas nacionais pouco consolidadas ou na aplicação de normas estrangeiras em outras condições e critérios. A falta de mecanismos como estes têm comprometido as edificações, principalmente devido à ocorrência generalizada de patologias.

O tema alvenaria estrutural foi escolhido por ser bastante atual e exigir maiores contribuições por parte do meio universitário.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Para verificação da segurança de edifícios é imprescindível a caracterização dos estados de desempenho das estruturas. Em cada caso devem ser determinados os efeitos estruturais de importância para a operação do sistema e aqueles que possam comprometer a capacidade de suporte da estrutura, os que condicionam a durabilidade da mesma e os que possam afetar a utilização rotineira da construção.

A multiplicidade de efeitos que devem ser considerados exige uma análise minuciosa dos padrões de desempenho estrutural, definindo-se o que deve ser entendido por desempenho satisfatório e por desempenho patológico.

No *capítulo 2* alguns destes aspectos quanto ao desempenho estrutural e a confiabilidade são analisados junto ao processo de evolução dos métodos de verificação da segurança. Destacando-se os conceitos e a idéia central de cada método - tensões admissíveis e estados limites. Apresentando também, as objeções, já existentes, relativas ao modo de tratar o problema da segurança estrutural no método das tensões admissíveis, tanto do ponto de vista científico, probabilístico ou econômico.

Para ilustrar a teoria, no *capítulo 3*, são apresentadas as recomendações da NBR-10837 / 1989 que se baseia no método das tensões admissíveis. Discutindo temas tais como concepção e análise estrutural, a determinação das ações atuantes e sua distribuição ao longo do edifício. Determinados os esforços e tensões atuantes será mostrado como fazer o dimensionamento de todos os elementos.

No *capítulo 4*, baseados nas orientações do capítulo anterior, edifícios em alvenaria estrutural são dimensionados. Apresentam-se nos exemplos os diversos procedimentos de distribuição das ações verticais e horizontais, assim como as tensões resultantes em cada consideração. Para os exemplos foi utilizada uma planta de um edifício em alvenaria estrutural, alternando o número de pavimentos e o tipo de procedimento de distribuição das ações verticais. Com isso, obteve-se dados suficientes para conhecer os esforços, e por consequência as tensões, em todas as paredes da edificação analisada, sejam por efeito das ações verticais ou da ação do vento. O objetivo é compará-los e optar pelo melhor resultado, em termos de segurança e economia.

No *capítulo 5* são apresentadas as recomendações da Norma Européia, Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria (ENV 1996-1-1), que se baseia no

método dos estados limites. São abordadas questões relativas ao seu campo de aplicação, definições (materiais), dimensionamento e disposições construtivas.

O *capítulo 6* resume, em forma de exemplos práticos, toda a teoria apresentada no capítulo anterior. Para os exemplos foi utilizada a mesma planta do edifício estudado no capítulo 4. Dessa forma, os resultados são comparados e verificados quanto aos critérios de segurança e economia. Determinando as informações necessárias para o dimensionamento adequado de forma a cumprir a legislação internacional.

Finalmente, no *capítulo 7*, são expostas as conclusões e sugestões para novas pesquisas.

MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

CAPÍTULO 2

Neste capítulo serão abordados os critérios de dimensionamento que se tornaram necessários no intuito de garantir a segurança estrutural. Destacam-se os comportamentos estruturais, alguns fundamentos estatísticos e a idéia central dos métodos de verificação da segurança, assim como as vantagens e desvantagens dos mesmos.

1.5. CONFIABILIDADE E SEGURANÇA

Conforme FUSCO (1976) a noção intuitiva de segurança dos sistemas materiais está ligada à idéia de sobrevivência aos riscos inerentes à sua utilização normal.

Uma estrutura pode ser considerada segura quando existe uma certa garantia de que durante a sua vida útil não serão atingidos estados de desempenho patológico. Essa noção intuitiva deve, no entanto, ser melhor esclarecida, tendo-se em vista a especificação e a quantificação da segurança.

Observa-se, inicialmente, que os sistemas materiais têm vida finita. A idéia de segurança está, portanto, ligada a um prazo de duração da vida útil do sistema, pois à medida que aumenta esse prazo também cresce o risco de aparecimento de estados excepcionais de utilização, bem como o risco de deterioração do próprio sistema.

Os estados de desempenho, nos quais surgem danos estruturais que caracterizem um esgotamento da capacidade de suporte da estrutura, são designados por estados de ruína.

Os estados de ruína são aqueles em que a estrutura deixa de ser útil aos fins para que foi feita, ou por se ter rompido, se ter tornado hipostática, ter flambado, ou por ter sofrido deformações exageradas, ou por ter fissurado além do limite prescrito. Uma vez atingido um estado de ruína, fica esgotada a capacidade de suporte da estrutura. A utilização ulterior dessa construção somente será possível após a realização de obras de reparo, de reforço, ou mesmo de substituição da estrutura.

De modo geral, um sistema é confiável quando existe uma garantia razoável de sua permanência em condições de utilização normal. A confiabilidade do sistema é garantia de sua permanência em serviço.

Usualmente, a confiabilidade dos sistemas materiais pode ser assegurada de vários modos, cujo emprego é alternativo ou simultâneo.

Assim, no projeto podem ser duplicados os componentes críticos do sistema, criando alternativas de funcionamento. Na fase de construção pode ser exercido o controle de qualidade dos componentes antes de sua incorporação ao sistema considerado. Na operação do sistema podem existir controles físicos que impeçam os estados abusivos de utilização, empregando-se também um plano adequado de manutenção.

De modo geral, os resultados da utilização das estruturas não dependem apenas das decisões humanas. Frequentemente, a ruína está associada ou a forças da natureza, contra as quais não há controle operacional possível, ou à deterioração dos materiais, cuja quantificação é impossível.

Desse modo, como é preciso admitir-se que sempre existe uma certa probabilidade de ruína, em lugar de estruturas "seguras contra a ruína" (*) sempre que possível devem ser construídas estruturas de "ruína segura" (**). Para isso, é preciso que sejam evitados tanto a ruptura não-avisada quanto o colapso progressivo.

Além disso, tendo em vista evitar-se que reações psicológicas dos usuários das construções levem a situação de risco de danos pessoais, como por exemplo, as situações de pânico coletivo, segundo LIMA (1967), deve entender-se por estrutura aquela que atende aos seguintes requisitos intuitivos de segurança:

1. durante a vida útil, a estrutura deve garantir a permanência dos característicos da construção, a um custo razoável de manutenção;
2. em condições normais de utilização, a construção não deve ter aparência que cause inquietação aos usuários ou ao público em geral, nem apresentar falsos sinais de alarme que lancem suspeitas sobre sua segurança; e
3. em situações não previstas de utilização ou de manutenção, a estrutura deve apresentar sinais visíveis de advertência de eventuais estados perigosos.

Para que o problema geral de segurança das estruturas possa ser tratado de forma adequada, ele é desdobrado em problemas particulares, interligados entre si, cada um deles correspondendo a uma das diferentes fases em que se dividem as atividades de engenharia, a saber [FUSCO (1976)]:

(*) Fail safe

(**) Safe fail

1. planejamento: especificar as margens de segurança adequadas a cada tipo de construção;
2. projeto: introduzir no projeto estrutural das construções as margens de segurança especificadas;
3. construção: dirigir a execução de modo que as construções tenham as margens de segurança previstas;
4. operação: controlar a utilização e a manutenção das construções para que não haja usos indevidos, não previstos no seu projeto, nem uma deterioração prematura de sua estrutura.

Neste trabalho é considerado apenas o problema de segurança na fase de projeto. O tratamento simplificado que aqui se apresenta tem por finalidade atender às necessidades do projeto estrutural de edificações executadas com unidades de alvenaria.

2.2. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Num primeiro estágio do desenvolvimento da técnica de projetar estruturas, elas eram consideradas como compostas por elementos resistentes suficientemente simples para que seus esforços pudessem ser determinados analiticamente, admitindo-se um comportamento elástico linear. Como carregamentos de projeto, eram deterministicamente admitidos os máximos valores plausíveis para uma utilização normal da construção. Para a verificação da segurança criou-se o conceito de tensão admissível, que é o valor limite que não deve ser ultrapassado em condições de utilização normal. Estava estabelecido o método determinístico das tensões admissíveis, cujo emprego não foi em geral contestado até meados do século XX.

Presentemente, procura-se abandonar o método determinístico das tensões admissíveis, substituindo-o pelo método probabilístico dos estados limites. Ainda há muitos fenômenos a serem investigados, a fim de que este método possa ser mais

amplamente empregado. Trata-se de um processo de perene atualização de conhecimentos.

Portanto, do ponto de vista da segurança estrutural, de acordo com os "Princípios gerais de segurança" prescritos pelo CEB (1972), os métodos de cálculo podem ser classificados segundo dois critérios distintos.

1. Classificação segundo o método de introdução de segurança no cálculo estrutural:
 - a) *método das tensões admissíveis;*
 - b) *método dos estados limites.*

2. Classificação segundo a própria concepção das condições de segurança:
 - a) *método determinístico de cálculo*

No método determinístico de cálculo, os parâmetros que definem a segurança são considerados como grandezas não aleatórias.
 - b) *método probabilístico de cálculo*

No método probabilístico de cálculo, os parâmetros que definem a segurança são considerados como grandezas aleatórias.

Os princípios prescritos pelo CEB (1972) devem se entendidos como a base comum sobre a qual vão ser estabelecidas as regras de concepção estrutural e de cálculo estrutural, bem como as regras de construção de todas as obras de Engenharia Civil, sejam elas de concreto, de alvenaria, de metal, de madeira, de cerâmica, ou de uma combinação desses ou de quaisquer outros materiais.

Esses princípios são aplicáveis não somente a estruturas completas, tais como edifícios industriais, pontes, barragens, etc., mas também a todos os elementos estruturais das mesmas.

2.2.1. MÉTODO DETERMINÍSTICO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

O primeiro conceito a relembrar é o de resistência característica e resistência média. O nome resistência característica é um termo estatístico que define uma resistência com 95% de certeza a ser alcançada, ou seja, apenas 5% das peças terão resistência inferior à característica.

Quando uma série de ensaios é realizada, os valores encontrados se distribuem segundo a distribuição de Gauss, também chamada de distribuição normal. O ponto máximo representa a média e a área hachurada representa 5% do total de ensaios. Este ponto é definido como resistência característica.

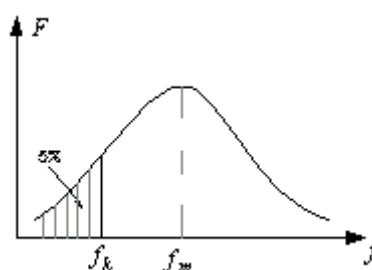


Figura 2.1 – Distribuição de Gauss (resistências)

No método das tensões admissíveis, tanto os coeficientes de segurança como os possíveis valores característicos são englobados num único coeficiente de segurança em relação ao valor médio, como é feito na NBR-10837 (1989). A segurança das estruturas é garantida pela limitação das máximas tensões atuantes em serviço dos valores admissíveis, estabelecidos para cada material e para cada tipo de solicitação, em função do conhecimento existente sobre o tipo considerado de construção.

Neste método, a filosofia de dimensionamento consiste em se calcular a tensão (σ) no regime elástico-linear para o carregamento máximo esperado e compará-

la à tensão admissível (σ_{adm}), que é uma fração da tensão limite (σ_{lim}), determinada num ensaio convenientemente escolhido.

Portanto, emprega-se o conceito de coeficiente de segurança, basicamente definido pela razão:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{\gamma} \quad [2.1]$$

onde γ é o coeficiente de segurança. Como o coeficiente de segurança é aplicado às tensões, ele é por vezes designado por coeficiente interno de segurança.

É importante observar que o método das tensões admissíveis não permite uma avaliação da real segurança contra a ruína da estrutura. Por esse motivo, a adequação dos coeficientes de segurança adotados somente pode ser comprovada por uma avaliação global dos efeitos de seu emprego em um grande número de obras da mesma natureza.

A interpretação tradicional deste método é:

1. sob cargas de serviço a estrutura tem um comportamento elástico-linear;
2. resistência e carregamento são incertos, mas é postulado que um limite superior para o carregamento e um limite inferior para a resistência (valores característicos) podem ser estabelecidos.

Existem muitas objeções a este modo de tratar o problema da segurança estrutural, tanto do ponto de vista científico, probabilístico ou econômico, como as citadas por GALAMBOS (1982):

1. tensões e deformações nem sempre são lineares;
2. efeitos do tempo (fluência e retração), efeitos ambientais (umidade) e efeitos de taxa de carregamento introduzem não linearidade no espaço e no tempo;
3. efeito de carga e deformação nem sempre são lineares;

4. comportamento carga-deformação pós escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;
5. sob algumas circunstâncias é necessário utilizar a capacidade de absorção de energia do intervalo não-linear para resistir terremotos e explosões;
6. a chance de exceder o estado limite da não-linearidade, como visto anteriormente, depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo computacional utilizado. A confiabilidade dos elementos dentro da estrutura ou de diferentes estruturas pode variar consideravelmente;
7. novos materiais de construção e técnicas de projeto podem demandar anos de testes até que um fator de segurança possa ser definido;
8. todas as cargas são assumidas como tendo a mesma variabilidade;
9. a probabilidade de falha é desconhecida e o mesmo fator de segurança pode corresponder a distintas probabilidades de falha.

2.2.2. FUNDAMENTOS DO MÉTODO PROBABILÍSTICO

O método probabilístico de verificação da segurança considera as variáveis estruturais como grandezas aleatórias. [BORGES & CASTANHETA (1971)]

Indicando-se simbolicamente por R a capacidade resistente e por S o nível de solicitação da estrutura, a condição de segurança é expressa por:

$$R > S \quad [2.2]$$

De modo geral, a capacidade resistente pode ser representada simbolicamente pela expressão:

$$R = R (X_1, X_2, \dots, X_n; C_X) \quad [2.3]$$

onde X_1, X_2, \dots, X_n são as variáveis básicas de resistência, as quais medem as grandezas aleatórias que determinam a capacidade resistente, e onde C_X

simboliza um conjunto de constantes e de funções determinísticas que relacionam X_i a S .

Analogamente, o nível de solicitação pode ser posto sob a forma simbólica:

$$S = S (Y_1, Y_2, \dots, Y_m; C_Y) \quad [2.4]$$

onde Y_1, Y_2, \dots, Y_m são as variáveis básicas de solicitação, as quais medem as grandezas aleatórias que determinam o nível de solicitação, e onde C_Y simboliza um conjunto de constantes e de funções determinísticas que relacionam Y_j a R .

De acordo com o que já foi visto, devendo a segurança ser verificada contra a ocorrência de p diferentes estados limites, em lugar de uma única condição, a verificação da segurança será feita por meio de p condições.

$$Z_{R,p} (X_1, X_2, \dots, X_n; C_X) > Z_{S,p} (Y_1, Y_2, \dots, Y_m; C_Y) \quad [2.5]$$

sendo p o número de estados limites que caracterizam o aparecimento de desempenhos insatisfatórios.

Por simplicidade, admita-se que R e S sejam determinados por uma única variável Z , sendo a condição de segurança dado por:

$$Z_R > Z_S \quad [2.6]$$

No método probabilístico de verificação da segurança, toma-se como medida da segurança a probabilidade de ruína, isto é, o valor de:

$$P_{ruína} = P\{Z_R \leq Z_S\} \quad [2.7]$$

Para a exata determinação da probabilidade de ruína, seria preciso decompor a estrutura em suas seções técnicas [TICHY & VORLICEK (1972)], isto é, nos volumes parciais envolvidos nos possíveis fenômenos de ruptura localizada que poderiam acarretar a ruína da estrutura. O conceito de seções técnicas define portanto o critério de discretização necessário ao cálculo da probabilidade de ruína das estruturas.

2.2.3. MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES – SEMIPROBABILÍSTICO

Entende-se por um estado limite um estado a partir do qual se considera que a estrutura ou elemento estrutural fica prejudicado total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe são atribuídas. Os estados limites a considerar na verificação da segurança são de dois tipos:

1. estados limites últimos, que são aqueles correspondentes ao valor máximo da capacidade de suporte da estrutura; e
2. estados limites de utilização, que decorrem de critérios de utilização normal ou de durabilidade.

As principais causas que podem levar uma estrutura a um estado limite são as seguintes:

1. dos estados limites últimos
 - perda de estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura assimilada a um corpo rígido;
 - ruptura de seções críticas da estrutura;
 - transformação da estrutura em um mecanismo;
 - instabilidade por deformação;
 - deterioração por efeito de fadiga; e
 - deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração, que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura.

Um estado limite último também pode ser decorrente de diversas outras causas, tais como: sensibilidade da estrutura aos efeitos da repetição das ações, ação do fogo, explosões etc. Essas causas devem portanto ser consideradas por ocasião da concepção estrutural.

2. dos estados limites de utilização

- deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
- fissuração prematura ou excessiva;
- danos indesejáveis (corrosão);
- deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio; e
- vibrações excessivas; etc.

Essa classificação considera de uma maneira ampla os estados limites que podem ser atingidos pelas estruturas, ou por seus elementos, como decorrência das ações que sobre elas atuam. No entanto, em casos específicos, certos estados limites poderão estar automaticamente eliminados, como decorrência de particularidades da estrutura ou da construção a que essa estrutura pertence.

O termo ação designa qualquer influência ou conjunto de influências capazes de produzir estados de tensão na estrutura. Assim, as forças são ditas ações diretas e as deformações impostas são chamadas ações indiretas.

Um estado limite último ocorre quando a estrutura esgota a sua capacidade de suporte, deixando de apresentar as características exigíveis para a sua utilização. Nesse caso, surge uma deficiência estrutural, caracterizada pelo aparecimento de danos estruturais.

Um estado limite de utilização existe quando ficar comprometida a durabilidade da estrutura ou quando ficar prejudicada a utilização funcional da construção. Não há nesse caso danos estruturais que de imediato comprometam a integridade da estrutura, mas apenas desempenhos inadmissíveis para a manutenção da própria estrutura ou para a utilização normal da construção.

Tendo em vista as condições de segurança que devem ser efetivamente verificadas na fase estrutural, os estados limites podem ser classificados da seguinte forma:

1. Estados limites últimos
 - ruptura de seções críticas da estrutura;
 - instabilidade por deformação;
 - deterioração por fadiga;
 - ressonância; e
 - outros, em função de peculiaridade da obra e a critério do projetista.

2. Estados limites de utilização
 - fissuração prematura ou excessiva;
 - deformações excessivas;
 - vibrações com amplitude excessiva; e
 - outros, em função de peculiaridade da obra e a critério do projetista.

No método dos estados limites o projeto estrutural começará com a verificação da resistência última (para segurança humana), seguido da verificação do estado limite de utilização. A idéia central desse critério é que as resistências devem ser minoradas e as cargas devem ser majoradas.

O processo simplificado de verificação da segurança desse método é:

1. Adotar os chamados valores característicos, tanto para as resistências que definem as propriedades mecânicas dos materiais, quanto para as ações que agem sobre as construções.

Os valores característicos das resistências, como já foi visto anteriormente, são os valores determinados em função de uma probabilidade, aceita, a priori, de que as resistências efetivas possam ser inferiores a esses valores característicos. Os valores característicos das ações são determinados aceitando-se uma

probabilidade, a priori, de que as ações efetivas possam ser superiores a esses valores característicos.

De modo geral, no método probabilístico de verificação da segurança são considerados como característicos aqueles valores que têm 5% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável.

Para as resistências, os valores desfavoráveis usualmente correspondem à cauda inferior da distribuição e, para as ações, geralmente interessa a cauda superior, embora em casos particulares a situação possa ser inversa (figura 2.2).

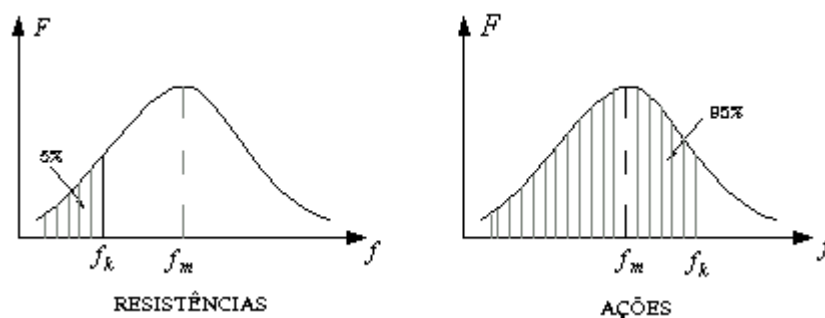


Figura 2.2 – Valores característicos das resistências e ações

2. Cobrir os demais elementos de incerteza existentes no cálculo estrutural, pela transformação dos valores característicos em valores de cálculo, através da multiplicação por determinados coeficientes.

As resistências de cálculo são iguais às resistências características multiplicadas por coeficientes $1/\gamma_m$, os quais são designados por coeficientes de ponderação das resistências. Usualmente esses coeficientes valerão $1/\gamma_m \leq 1$, sendo então designados por coeficientes de minoração das resistências. Na realidade, em casos especiais interessa um coeficiente de ponderação $1/\gamma_m > 1$. Essa é, por exemplo, nas estruturas de concreto armado, a situação quando se procura

determinar a porcentagem mínima de armadura de uma peça, pois o risco de ruptura frágil cresce quando se aumenta a resistência do concreto.

As solicitações de cálculo são obtidas a partir das ações características, empregando-se coeficientes γ_f , os quais são designados por coeficientes de ponderação das ações. Usualmente, esses coeficientes valerão $\gamma_f \geq 1$, sendo então designados por coeficientes de majoração das ações. Quando a diminuição de uma ação aumentar o risco de ruína, será $\gamma_f < 1$.

3. Admite-se que a estrutura seja segura, quando as solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela estrutura, no estado limite considerado.

Na aplicação do processo de verificação da segurança especificado, é preciso utilizar de forma adequada os dados estatísticos disponíveis, principalmente quando se consideram dispersões de valores a partir de um número restrito de informações, devendo-se proceder a correções, à medida que houver progresso de conhecimentos.

Na verificação da segurança empregam-se critérios probabilísticos, apoiados sobre um conhecimento estatístico dos fenômenos. Os coeficientes de minoração e de majoração aplicados aos valores característicos têm por finalidade cobrir todos os aspectos do problema que ainda não podem ser tratados por via estatística.

2.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo procurou-se mostrar a filosofia e a idéia central de cada método de verificação da segurança. Pelos conceitos fundamentais abordados, pode-se concluir que o método ideal de cálculo para a verificação da segurança das estruturas exigiria simultaneamente as seguintes condições:

1. a determinação estatística da probabilidade de ruína das construções, levando-se em conta a aleatoriedade das ações e dos efeitos estruturais correspondentes tendo em vista os estados limites que definem a ruína estrutural, e
2. a determinação estatística das margens de segurança que devem ser impostas, tendo em vista o comportamento das estruturas ao serem atingidos esses estados limites e levando-se em conta a gravidade das conseqüências da ruína.

Mas, como é admitido pelo CEB (1972), o objetivo a ser alcançado pela aplicação de teorias probabilísticas será a obtenção, com uma segurança apropriada, de um custo ótimo da estrutura. Admitindo-se, ainda, que esse custo ótimo deverá levar em conta o custo inicial da construção, o custo de manutenção da estrutura durante a sua vida útil, custo do seguro que cobriria os riscos de danos materiais e pessoais resultantes da ocorrência de estados limites e considerações morais, como respeito pela vida humana.

Uma análise probabilística completa dessa natureza exigiria o conhecimento das leis de distribuição das cargas permanentes, das cargas variáveis e das deformações impostas que agem sobre a estrutura e, de forma análoga, das leis de distribuição das solicitações provocadas por essas ações, da variabilidade das dimensões geométricas da construção e da variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais.

Um estudo dessa natureza seria muito difícil e levaria a uma complicação de cálculo muito grande, sendo inexecutável no estágio atual de conhecimentos, principalmente no que se refere às construções de alvenaria estrutural, por falta de informações suficientes.

Por esse motivo, esses métodos de verificação da segurança estrutural serão retomados nos capítulos posteriores de forma prática, através da análise de

projetos de alvenaria estrutural utilizando-se os dois critérios, a fim de obter as informações necessárias para o dimensionamento adequado. Para isso, o dimensionamento será realizado conforme as recomendações da NBR 10837 (1989) que se baseia no método das tensões admissíveis, em seguida, será feita a verificação da segurança à luz do Eurocode 6 que adota o método dos estados limites.

CAPÍTULO 3

Neste capítulo serão mostrados os critérios para fazer a concepção estrutural de um edifício e as questões relativas à determinação das ações atuantes e sua distribuição ao longo do edifício segundo as recomendações da NBR 10837 (1989). Determinados os esforços e tensões atuantes nas paredes será mostrado como fazer o dimensionamento dos elementos.

1.6. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

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.

O grande problema de passagem das tubulações em alvenaria estrutural são as instalações hidro-sanitárias, pelo fato de possuírem diâmetros maiores e poderem apresentar problemas de vazamento ou qualquer outro que requeira manutenção. É importante salientar que eventuais necessidades de cortes para manutenção em caso de vazamento poderão atingir a integridade das paredes e alterar sua função estrutural. Portanto, o projeto das instalações hidro-sanitárias deve prever o embutimento da forma mais racionalizada possível, podendo empregar uma das seguintes soluções para sua localização: paredes não-estruturais, "shafts" hidráulicos, enchimentos, sancas, forros falsos, etc.. Aberturas superiores a 100 mm em paredes resistentes devem ser reforçadas por barras horizontais conforme a figura (3.1).

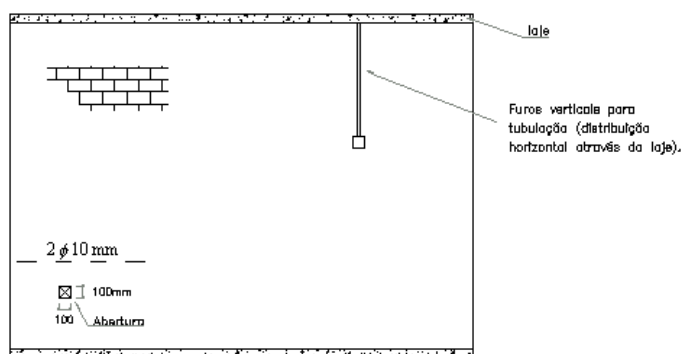
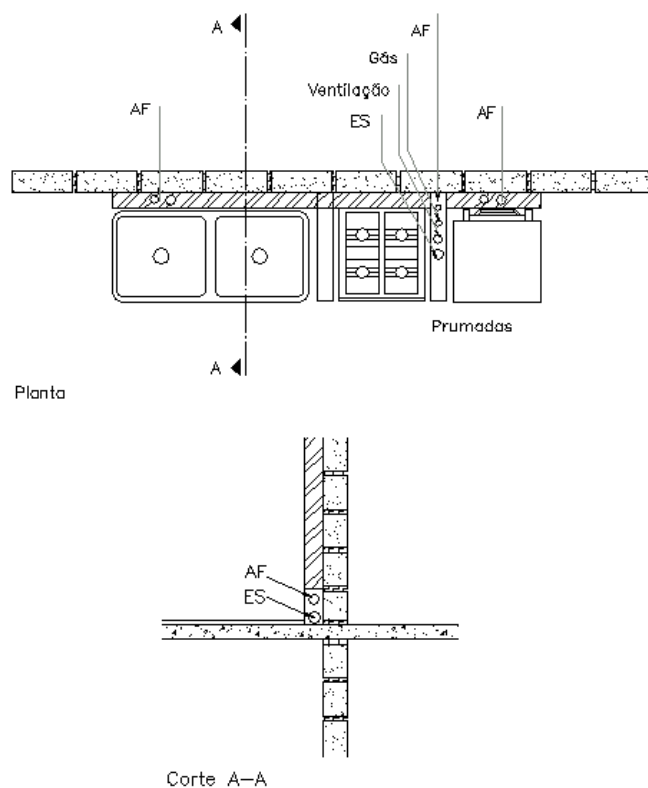


Figura 3.1 – Aberturas de dutos em paredes estruturais [Fonte: DUARTE (1999)]



ES = esgoto sanitário

AF = água fria + derivação para torneira

Figura 3.2 – Detalhes das instalações hidráulicas (solução externa à alvenaria – cozinha e área de serviço) - [adaptado de ABCI (1990)]

A Especificação Modelo ("Model Specification"), publicada pela BRITISH CERAMIC RESEARCH ASSOCIATION¹ apud HENDRY (1981), sugere que os cortes e vazados nos blocos devam ser previstos durante o assentamento da parede, utilizando apropriadamente, blocos já cortados. No caso de ter que cortá-los na obra, recomenda-se que se utilizem ferramentas especiais e que se evitem cortes horizontais e diagonais sempre, pois implicam na perda de seção transversal da parede.

¹ BRITISH CERAMIC RESEARCH ASSOCIATION (1975). *Model specification for load bearing clay brickwork*. Stoke-on-Trent, BCRA. (Special publication 56) apud HENDRY (1981) p. 59

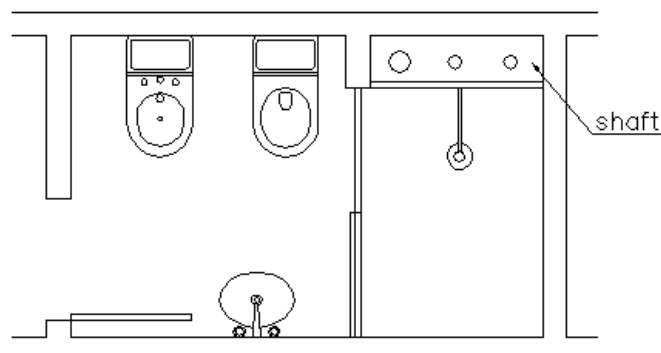


Figura 3.3 – “Shaft” hidráulico

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 do vento 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, como o centro de massa não coincide com o centro de torção, ocorrem também rotações que provocam a torção do edifício. Estes esforços são indesejáveis por tornarem o cálculo de 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.

3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

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

São definidos a seguir, segundo a NBR 10837 (1989), os elementos estruturais que compõem as construções de alvenaria estrutural.

1. Parede

Elemento laminar vertical, apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura.

2. Parede resistente ou estrutural

Toda parede que no projeto é considerada como suporte de outras cargas verticais ou ações horizontais, além de seu peso próprio.

3. Parede não-resistente ou de vedação

Toda parede que no projeto é considerada com a finalidade de suportar apenas o peso próprio.

4. Parede de contraventamento ou pilar-parede

Toda parede resistente que se destina a absorção de forças horizontais e verticais, quer proveniente das ações externas, quer provenientes de efeitos de segunda ordem.

Como simplificação em projeto, pode-se considerar as paredes de contraventamento como paredes estruturais.

5. Pilar

Todo elemento estrutural em que a seção transversal retangular utilizada no cálculo do esforço resistente possui relação de lados inferior a 5, valendo esta nos casos de seções retangulares em L, em T, em Z, em cruz, etc., prevalecendo, no caso das figuras compostas, as dimensões de cada ramo distinto.

6. Cinta

Elemento construtivo estrutural apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes ou às vergas das aberturas, e que transmite cargas para as paredes resistentes, tendo função de amarração.

7. Verga ou viga

Denomina-se verga o elemento estrutural colocado sobre vãos de abertura não maiores que 1,20 m, a fim de transmitir cargas verticais para as paredes adjacentes aos vãos. Considera-se como viga um elemento linear não continuamente apoiado, podendo estar, ou não contido nas paredes.

8. Contra-verga

São elementos estruturais horizontais colocados na parte inferior de aberturas em paredes, tais como as janelas. São normalmente executados com blocos canaleta, preenchidos com graute e barras de aço longitudinais.

9. Coxim

Componente estrutural não contínuo, cuja função é distribuir cargas concentradas, possuindo relação de comprimento para altura não maior que 3.

10. Enrijecedor

Elemento estrutural vinculado a uma parede resistente, a fim de obter enrijecimento horizontal, na direção perpendicular à parede. O enrijecedor pode ser embutido total ou parcialmente na parede, podendo inclusive absorver cargas verticais.

3.3 DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES

"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)]

3.3.1 AÇÕES VERTICAIS

As principais ações verticais atuantes nas paredes estruturais são o peso próprio e as reações das lajes.

O peso próprio das paredes é obtido pela multiplicação do peso específico da alvenaria estrutural (γ) pela espessura do bloco e pela altura da parede.

Nas lajes devem ser consideradas agindo as ações permanentes (peso próprio, revestimento, piso, paredes não estruturais) e as variáveis (sobrecarga devido à utilização).

As lajes descarregam sobre as paredes estruturais que lhe servem de apoio. Há vários processos para cálculo destas reações, entre eles o das linhas de ruptura que é recomendado pela NBR 6118 (1980).

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 do processo acima mencionado. 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 das armaduras de canto nas apoiadas para resistirem ao momento volvente.

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. Além da questão do cálculo, elas podem ser necessárias para alterar o fluxo de cargas a fim de se evitarem acúmulos de tensão em determinadas paredes.

3.3.2 AÇÕES HORIZONTAIS

A principal ação horizontal que deve ser considerada no Brasil é a ação do vento. No caso de áreas sujeitas a abalos sísmicos, a sua consideração é indispensável no cálculo do edifício.

A resistência às ações do vento, nos edifícios de alvenaria estrutural, é obtida pelo conjunto de paredes portantes, com e sem aberturas, interligadas pelas lajes. O vento atua sobre as paredes dispostas na direção perpendicular à sua direção, as quais passam a ação às lajes do pavimento. Sendo as lajes diafragmas rígidos no seu plano, distribuem parcelas da ação do vento aos painéis de contraventamento, proporcionalmente à rigidez de cada um, figura (3.4). 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. Cabe ao projetista definir as paredes resistentes ou estruturais que serão responsáveis pela estabilidade horizontal do prédio, proporcionando a segurança adequada.

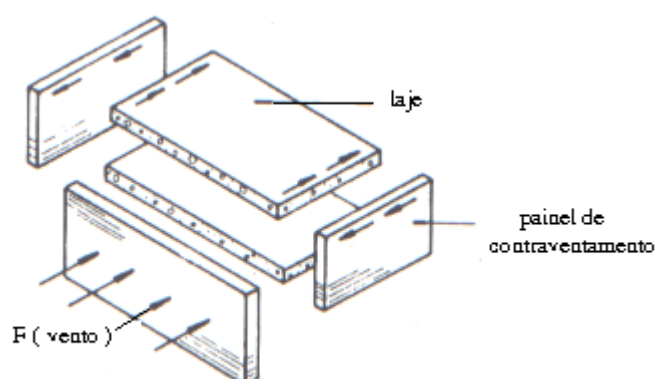


Figura 3.4 – Distribuição das ações do vento entre painéis de contraventamento [adaptado de DUARTE (1999)]

A figura (3.5) apresenta, para uma única parede, os diagramas de tensões devido a hipótese de peso próprio (a), devido a atuação da pressão lateral do vento (b) e o diagrama de tensões combinado (peso próprio + ação do vento).

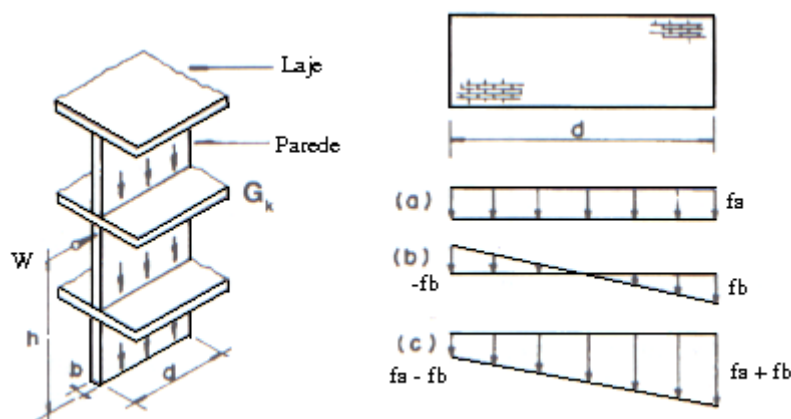


Figura 3.5 – Diagramas de tensões [adaptado de DUARTE (1999)]

Para determinação das ações do vento utilizam-se as prescrições da NBR-6123 (1989).

Segundo SILVA (1996), em termos de análise do vento em uma edificação é necessário determinar a componente da força global na direção do vento, a chamada força de arrasto, dada pela expressão retirada da referida norma:

$$F = C_a \times q \times A_e \quad [3.1]$$

onde:

q = pressão de obstrução [N/m^2];

A_e = área da superfície onde o vento atua [m^2];

C_a = 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 NBR 6123 (1989), se for de alta turbulência, consultar o gráfico da figura 5 da mesma referência.

A pressão de obstrução (q) é calculada através da equação [3.2]:

$$q = 0,613 \times (v_k)^2 \quad [3.2]$$

onde:

v_k = velocidade característica [m/s];

Por fim, a velocidade característica é obtida pela equação [3.3]:

$$v_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times v_0 \quad [3.3]$$

onde:

v_0 = velocidade básica do vento (isopletas da figura 1)

S_1 = fator topográfico (item 5.2);

S_2 = fator de rugosidade e regime (Tabela 2);

S_3 = fator estatístico (Tabela 3).

Obs.: As figuras e tabelas acima mencionadas referem-se à NBR 6123(1989).

3.4 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

Nos edifícios em alvenaria estrutural, as paredes são normalmente solicitadas de maneira bastante diferenciada umas das outras. Isto levaria a diversas especificações de resistências de blocos para um mesmo pavimento, o que não é recomendável por razões óbvias. 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 (1994) 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 aliviarem seus excessos.

Quanto maior 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 considerados. Entretanto, se a suposta uniformização não ocorrer na prática, corre-se o risco de uma redução significativa da segurança da edificação. Para que tal uniformização se dê de fato é preciso que as paredes estejam diretamente amarradas, conforme figura (3.6).

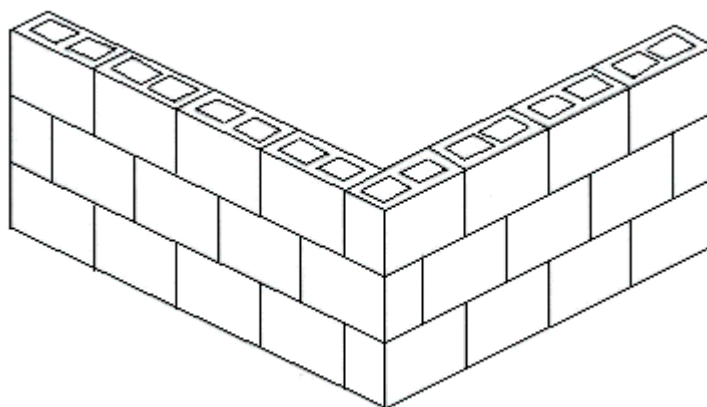


Figura 3.6 – Amarração direta de paredes

Estudos realizados demonstram que a amarração de paredes contribui na prevenção do colapso progressivo, pois provê a estrutura de caminhos alternativos para transferência de forças no caso de ocorrência de uma ruína localizada provocada por uma ação excepcional. Além disso, a amarração serve de contraventamento para as paredes.

Conforme CORRÊA & RAMALHO (1994), a distribuição das ações verticais entre as várias paredes constitui um dos problemas mais importantes a ser enfrentado durante a realização do projeto estrutural de um edifício em alvenaria estrutural. Pelo menos dois pontos devem estar bem estabelecidos para que o projetista possa desenvolver a sua análise: a) como tratar a ação das lajes sobre as paredes que lhe servem de apoio; b) como simular a interação das paredes.

Para consideração da ação das lajes sobre as paredes que lhe servem de apoio, um procedimento muito simples consiste em considerar as paredes isoladas entre si e recebendo as reações das lajes, que podem ser calculadas segundo os procedimentos convencionais utilizados para o cálculo de estruturas de concreto armado. A rigor, as lajes não carregam as paredes de maneira uniforme, havendo a tendência de aumento da taxa de distribuição nas porções centrais da região de contato. Entretanto as diferenças nas cargas aplicadas pelas lajes em uma parede tendem a desaparecer, à medida que se afasta da região de aplicação, como mostraram CORRÊA & RAMALHO ² através de simulações teóricas com a utilização do Método dos Elementos Finitos.

Com relação aos procedimentos utilizados para se fazer a distribuição das ações verticais pode-se citar: paredes isoladas, grupos isolados de paredes e grupos de paredes com interação.

3.4.1 PAREDES ISOLADAS

Trata-se de considerar as paredes não interagindo entre si, isto é, independentes umas das outras. É um procedimento simples, rápido e seguro, porém antieconômico, pois resulta em especificação de blocos com resistências relativamente elevadas.

² CORRÊA, M. R.S.; RAMALHO, M. A. (1989). *Projeto girassol*. / 5º Relatório elaborado para a ENCOL S.A. /

Além disso, de acordo com CORRÊA & RAMALHO (1994), é fato comprovado teórica e experimentalmente a interação de paredes, mesmo que não estejam ligadas por linhas de interseção verticais providas pela amarração.

3.4.2 GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES

SUTHERLAND (1969) ³ 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. Este procedimento é bastante interessante, pois contempla o fato de que paredes interligadas interagem, com tendência de uniformização de tensões ao longo da altura do edifício.

Admitem-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado, mas que não interagem uns com os outros. Conforme CORRÊA & RAMALHO (1994), considera-se que qualquer carregamento que estiver atuando sobre uma parede será automaticamente distribuído sobre as demais, resultando sempre num único valor de carga média, e, portanto, numa mesma tensão.

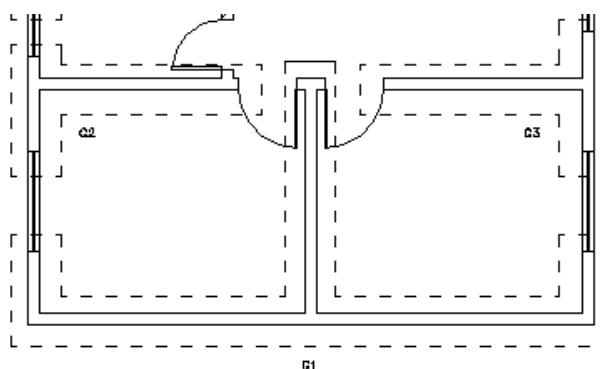


Figura 3.7 – Grupos de paredes

³ 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 [18] p. 314.

Também é um procedimento simples, porém mais trabalhoso que o anterior, podendo se tornar pouco econômico ou inseguro dependendo dos grupos considerados. A definição dos grupos fica a cargo do projetista, não havendo regras bem definidas que possam orientar este trabalho. Existe alguma indicação que consiste em separá-los pelas aberturas, sendo esta uma regra segura [figura (3.7)]. É muito importante nesta ocasião a experiência do profissional, pois escolhas incorretas podem resultar em especificações inadequadas de resistência de blocos.

3.4.3 GRUPOS DE PAREDES COM INTERAÇÃO (MACROGRUPOS)

A diferença entre este procedimento e o anterior é que os grupos anteriormente definidos agora interagem segundo uma taxa pré-definida, formando macrogrupos. Essa idéia é baseada no fato de que há interação de grupos quando houver alvenaria entre a abertura e a laje (lintéis), figura (3.8).

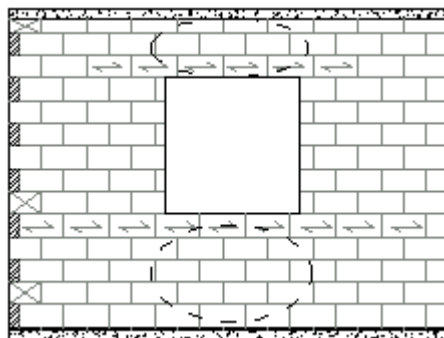


Figura 3.8 – Alvenaria entre a abertura e a laje (lintel)

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 NBR 10837 (1989), embora conservador, que é o espalhamento a 45°. Atualmente, pesquisas estão sendo desenvolvidas a fim de que taxas de interação seguras e com respaldo teórico e experimental sejam definidas.

É muito importante que se definam quais os grupos de paredes que estão interagindo, pois grupos com diferenças de cargas muito grandes não devem tê-las uniformizadas entre si.

Mais uma vez, neste procedimento é essencial a experiência do projetista, tanto na escolha dos macrogrupos como na determinação da taxa de interação, pois são fatores que levam a diferenças apreciáveis nas cargas das paredes, podendo afetar de maneira significativa a segurança e a economia.

3.4.4 MODELAGEM TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS

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.

3.5 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

3.5.1 CONSIDERAÇÃO DAS ABAS OU FLANGES

Conforme já mencionado, as ações horizontais devidas ao vento são distribuídas às paredes de contraventamento da estrutura pelas lajes dos pavimentos, proporcionalmente à rigidez de cada painel. Para a correta determinação da rigidez dos painéis de contraventamento, a NBR 10837 (1989) recomenda que se considere a contribuição de trechos perpendiculares a estas paredes, formando seções compostas com elas. Tais trechos são denominados abas ou flanges, figura (3.9).

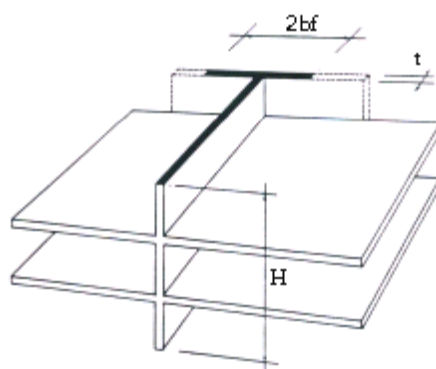


Figura 3.9 – Definição das abas ou flanges

De acordo com a referida norma, o comprimento das abas não deve exceder os seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{lll} 2b_f \leq \frac{h}{6} & b_f \leq 6t & \text{p/ seção T ou I} \\ & \text{ou} & \\ b_f \leq \frac{h}{16} & b_f \leq 6t & \text{p/ seção L ou C} \end{array} \right. \quad [3.4]$$

h – altura da parede acima da seção considerada

t – espessura da parede

As abas ou flanges devem ser consideradas quando as duas paredes perpendiculares entre si estiverem unidas por amarração direta, não sendo permitido para casos de junta a prumo.

As vantagens da consideração das abas são muitas, entre elas a redução de tensões nas paredes e a 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. A não consideração dos flanges pode fazer com que os painéis tenham sua rigidez subestimada ou superestimada, ocasionando com isso uma distribuição incorreta das ações, devido à incorreta representação de suas rigidezes relativas.

A determinação dos carregamentos, esforços e tensões atuantes nas paredes de contraventamento pode ser feita através de diversos procedimentos. Neste capítulo serão tratados apenas os procedimentos de paredes isoladas.

3.5.2 PAREDES ISOLADAS

As paredes isoladas são similares a vigas verticais, engastadas na base e livre no topo. Este procedimento é o mais usual. Entretanto, os resultados de tensões obtidos são relativamente altos, já que não se considera a interação de paredes separadas por aberturas.

O procedimento pode ser bastante simples e eficiente, sobretudo no caso de ações que atuem segundo eixos de simetria da estrutura. Basta fazer 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. Segundo ABCI (1990), nos painéis constituídos de paredes sem aberturas e em balanço, a rigidez é dada por (figura (3.10)):

$$R_i = \frac{\Delta_i}{\sum \Delta} \quad [3.5]$$

$$\Delta_i = \frac{H^3}{3E_m I} + \frac{1,2H}{AE_v} = \Delta_f + \Delta_c \quad [3.6]$$

onde:

I = momento de inércia da parede;

H = altura da parede;

E_m = módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;

E_v = módulo de elasticidade transversal da alvenaria;

A = área da seção transversal da parede;

Δ_f = parcela do deslocamento devido á flexão;

Δ_c = parcela do deslocamento devido aos esforços cortantes.

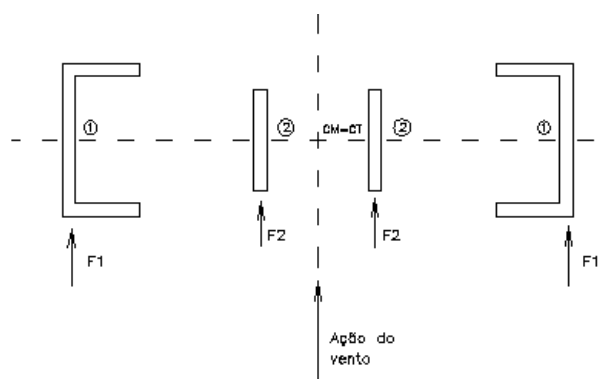


Figura 3.10 – Representação dos painéis de contraventamento

Nas paredes altas predomina a parcela de deslocamento devido à flexão, enquanto que nas baixas predomina a parcela devida ao esforço cortante. Paredes altas são aquelas em que a altura total é superior a cinco vezes a maior dimensão em planta, conforme indicações da resistência dos materiais.

No caso de se terem paredes altas com rigidez constante ao longo da altura, a rigidez corresponde ao seu próprio momento de inércia (I), ou seja, despreza-se a parcela do deslocamento devido aos esforços cortantes ($\Delta_c \cong 0$). Desta forma, pode-se definir a somatória de todas as rigidezes:

$$\sum I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad [3.7]$$

A rigidez relativa de cada painel, será, portanto:

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I} \quad [3.8]$$

Calcula-se, então, a ação sobre cada painel:

$$F_i = F_{tot} \times R_i \quad [3.9]$$

onde

F_{tot} = ação total em um determinado pavimento

Através das ações calculam-se os momentos fletores, e então se obtêm as tensões devidas a estes esforços internos, utilizando a clássica expressão da resistência dos materiais:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad [3.10]$$

onde

M = momento fletor atuante na parede;

$$W = \text{módulo de resistência à flexão} \left(W = \frac{I}{y_{\text{máx}}} \right).$$

Nos casos em que a ação do vento não atua segundo um eixo de simetria da estrutura, o procedimento de paredes isoladas torna-se impraticável de ser executado sem um programa computacional. Conforme já mencionado, ocorrem rotações nas lajes (figura (3.11)), que precisam ser consideradas na distribuição.

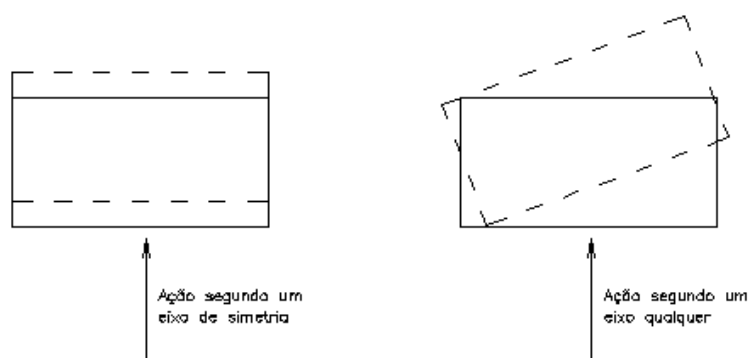


Figura 3.11 – Movimentação das lajes de acordo com a atuação do vento

CORRÊA & RAMALHO (1996) sugerem, para estes casos, a utilização de um programa que possua elementos de barra tridimensionais e um recurso conhecido como nó mestre. As paredes devem ser discretizadas com um elemento para cada nível da estrutura e todos os nós de um pavimento devem ser ligados ao nó mestre daquele pavimento.

3.6 DIMENSIONAMENTO

Determinados os esforços e tensões atuantes nas paredes estruturais pode-se dimensionar os elementos da estrutura considerada.

A NBR 10837 (1989) adota o método das tensões admissíveis para o dimensionamento dos elementos de alvenaria estrutural.

Como descrito no capítulo anterior, neste método as solicitações provenientes das cargas permanentes e acidentais não devem causar tensões que excedam as tensões admissíveis dos materiais, ou seja:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{\gamma} \quad [3.11]$$

onde:

σ - máxima tensão solicitante;

σ_{adm} - tensão admissível;

σ_{lim} - tensão de ruptura ou de escoamento do material;

γ - coeficiente de segurança interno.

3.6.1 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

De acordo com a NBR 10837 (1989), as tensões admissíveis para a alvenaria armada e para a alvenaria não-armada devem ser baseadas na resistência dos prismas (f_p) aos 28 dias ou na idade na qual a estrutura estará submetida ao carregamento total.

Os prismas são formados pela justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa, destinados ao ensaio de compressão axial, figura (3.12).

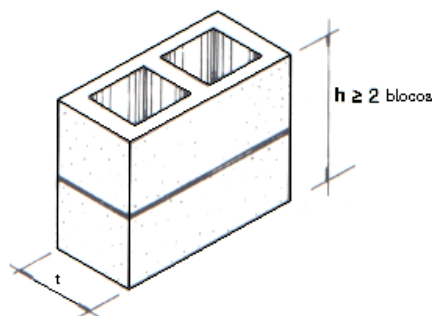


Figura 3.12 – Prismas para a determinação da resistência à compressão da alvenaria [Fonte: DUARTE (1999)]

Os prismas a serem ensaiados devem ser construídos com blocos e argamassa iguais aos que serão efetivamente usados na estrutura. A norma brasileira que regulamenta estes ensaios é a NBR 8215 (1983).

As tensões admissíveis de compressão axial na alvenaria podem também ser determinadas por meio de ensaios de paredes (figura (3.13)). A norma brasileira que regulamenta estes ensaios é a NBR 8949 (1985).

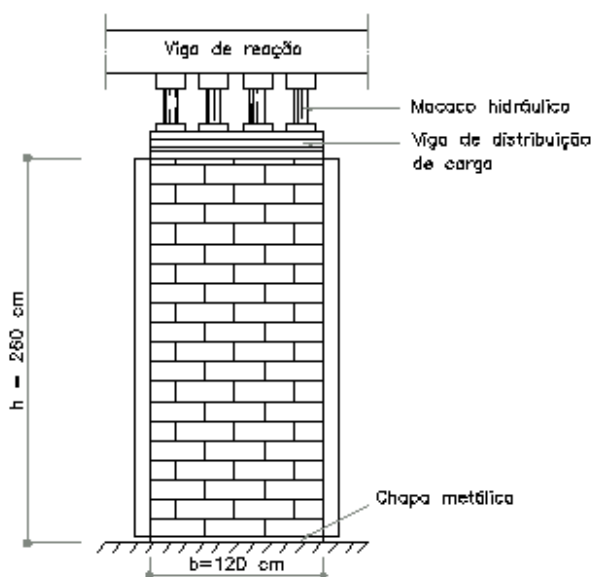


Figura 3.13 – Parede para ensaio

A relação entre a resistência axial do prisma (f_p) e a resistência do bloco (f_b) é denominada eficiência (η). No Brasil, a prática costuma indicar valores que variam de 0,5 a 0,9 para este parâmetro, no caso de blocos de concreto.

3.6.2 TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA

Tabela 3.1 – Tensões admissíveis na alvenaria não-armada

Tipo de solicitação	Tensão admissível	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
COMPRESSÃO SIMPLES		
Parede	0,20 fp R ou (0,286 fpa R)*	0,20 fp R ou (0,286 fpa R)*
Pilar	0,18 fp R	0,18 fp R
COMPRESSÃO NA FLEXÃO	0,30 fp	0,30 fp
TRAÇÃO NA FLEXÃO		
Normal à fiada	0,15	0,10
Paralela à fiada	0,30	0,20
CISALHAMENTO	0,25	0,15

- (*) Valor admissível, caso seja usada a resistência de paredes (fpa);
- Os limites da resistência média da argamassa (f_a) também se aplicam à alvenaria armada, isto é, $5,0 \text{ MPa} \leq f_a \leq 12,0 \text{ MPa}$;
- $R = 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3$ é o fator de redução da resistência associado à esbeltez (h/t), aplicável também à alvenaria armada.

Diferenciam-se os casos de tração normal e paralela às fiadas, o que pode ser melhor compreendido com o auxílio da figura (3.14).

Tabela 3.2 – Tensões admissíveis na alvenaria armada

Tipo de solicitação	Tensão admissível (MPa)	Valores máximos (MPa)
COMPRESSÃO SIMPLES		
Parede	0,225 fp R ou (0,286 fpa R)	0,33 fp mas não exceder
Pilar	(0,20 fp + 0,30 p fs,c)R	6,2MPa
COMPRESSÃO NA FLEXÃO	0,33 fp	
CISALHAMENTO		
<ul style="list-style-type: none"> Peças fletidas sem armaduras de cisalhamento 	$0,09\sqrt{f_p}$	0,35
<ul style="list-style-type: none"> Pilares e paredes sem armadura de cisalhamento 		
Se $\frac{M}{Vd} \geq 1$	$0,07\sqrt{f_p}$	0,25
Se $\frac{M}{Vd} < 1$	$0,17\sqrt{f_p}$	0,35
<ul style="list-style-type: none"> Peças fletidas com armaduras para absorver todas as tensões de cisalhamento 	$0,25\sqrt{f_p}$	1,00
<ul style="list-style-type: none"> Pilares e paredes com armaduras para absorver todas as tensões de cisalhamento 		
Se $\frac{M}{Vd} \geq 1$	$0,12\sqrt{f_p}$	0,50
Se $\frac{M}{Vd} < 1$	$0,17\sqrt{f_p}$	0,80
ADERÊNCIA:		
Barras de aderência normal	-	1,00
TENSÃO DE CONTATO:		
Em toda a área	-	0,25 fp
Em 1/3 da área, pelo menos (*)	-	0,375 fp
Módulo de deformação	400 fp	8000
Módulo de deformação transversal	200 fp	3000

1. (*) Este aumento é permitido quando a largura da zona carregada é no mínimo 1/3 da espessura da parede. A tensão de contato admissível, de um carregamento concentrado, de dimensão maior que 1/3 e menor que a área total deve ser interpolada. Ver figuras 3.15.

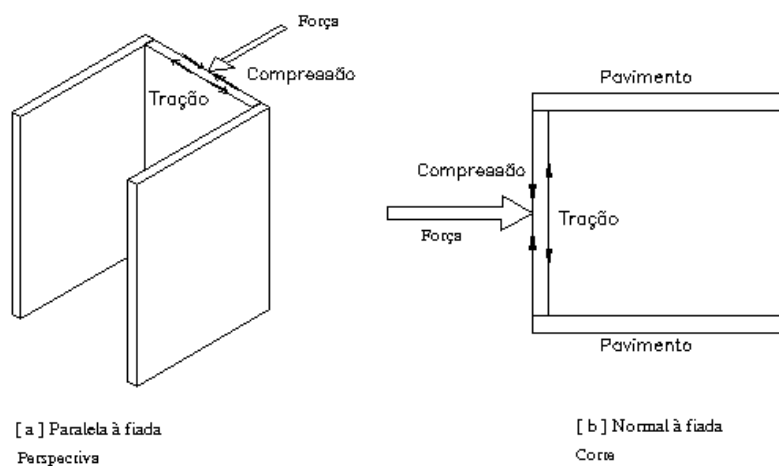


Figura 3.14 – Tensões de tração na flexão

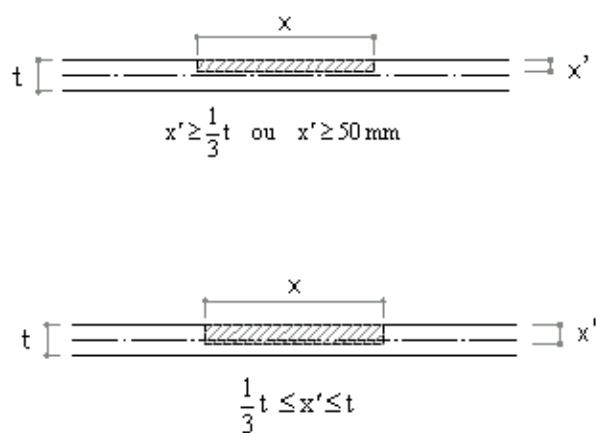


Figura 3.15 – Tensão de contato

3.6.3 TENSÃO DE TRAÇÃO ADMISSÍVEL NAS ARMADURAS

A tensão de tração admissível nas barras com mossas, cuja tensão de escoamento é maior ou igual a 412 MPa, e de diâmetros iguais a 32 mm ou menores, não deve exceder 165 MPa.

A tensão de tração admissível nas barras usadas como armaduras horizontais (colocadas na argamassa de assentamento) deve ser limitada a 50% da tensão de escoamento do aço empregado, mas não deve exceder 206 MPa.

Outros tipos de armaduras tracionadas devem ter sua tensão admissível limitada a 137 MPa.

3.6.4 TENSÃO DE COMPRESSÃO ADMISSÍVEL NAS ARMADURAS

A tensão de compressão admissível nas armaduras de pilares deve ser admitida como sendo 40% da tensão de escoamento mínima, e não deve exceder 165 MPa.

A tensão de compressão admissível nas armaduras verticais de paredes deve ser admitida como sendo no máximo 62 MPa.

3.6.5 TENSÃO DE COMPRESSÃO NO GRAUTE

Nos projetos, a tensão característica do graute (f_{gk}) deve ser adotada de modo a atender a seguinte relação:

$$f_{gk} \geq 2,00f_{bk} \quad [3.12]$$

Onde:

f_{bk} – resistência característica do bloco.

Como lembra ACCETTI (1998), nesta expressão está implícito que ao se considerar um bloco grauteado, sua área bruta é o dobro da área líquida do bloco vazio, e que o graute deve ser no mínimo igualmente resistente ao bloco.

3.6.6 DIMENSIONAMENTO DAS VERGAS E VIGAS

Vergas e vigas são elementos estruturais lineares destinados a suportar e transmitir ações verticais mediante um comportamento predominante de flexão.

De acordo com a NBR10837 (1989), para o cálculo das vergas, só é necessário tomar como carregamento as ações atuantes no triângulo isósceles definido sobre a mesma, figura (3.16).

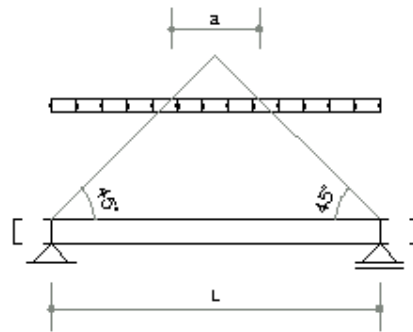


Figura 3.16 – Carga distribuída dentro do triângulo de carga

Para cargas concentradas, sobre vergas de portas ou janelas, que se apliquem no interior ou na proximidade do triângulo de carga (figura (3.17)), é adotada uma distribuição a 60°.

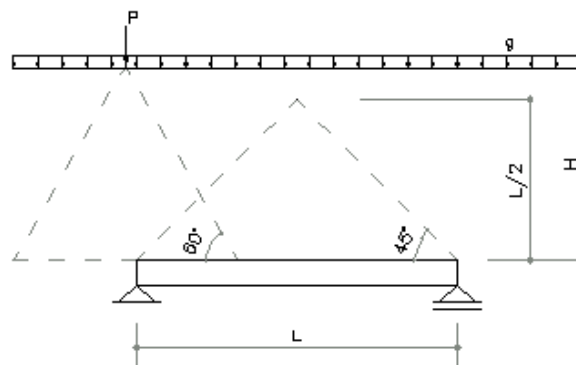


Figura 3.17 – Carga concentrada fora do triângulo de carga

a) DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

De acordo com o item 5.2.2 da NBR 10837 (1989), os componentes fletidos são calculados no Estádio II. Neste estágio admite-se que a alvenaria não resiste à tração e que o comportamento do material é linear, ou seja, obedece a Lei de Hooke. As hipóteses básicas para estes cálculos são:

1. a seção que é plana antes de fletir permanece plana após a flexão;
2. o módulo de deformação da alvenaria e da armadura permanece constante;
3. as armaduras são completamente envolvidas pelo groute e pelos elementos constituintes da alvenaria, de modo que ambos trabalhem como material homogêneo dentro dos limites das tensões admissíveis.

O equacionamento abaixo encontra-se em AMRHEIN (1978), juntamente com todas as demonstrações envolvidas. O que será feito é apenas um resumo das principais fórmulas utilizadas no dimensionamento à flexão simples.

A figura (3.18) auxilia na definição dos parâmetros principais.

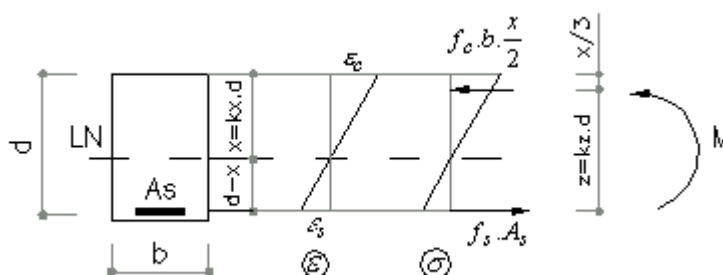


Figura 3.18 – Flexão simples em seção retangular

Inicialmente, devem-se definir duas grandezas adimensionais auxiliares, a razão de tensões (m) e a razão modular (n):

$$m = \frac{f_s}{f_{alv}} \quad [3.13]$$

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} \quad [3.14]$$

onde:

f_s - tensão de tração nas armaduras ($f_{s,t}$);

f_{alv} - máxima tensão de compressão na alvenaria ($f_{alv,f}$);

E_s - módulo de elasticidade do aço;

E_{alv} - módulo de elasticidade da alvenaria.

Aplicando a Lei de Hooke, a compatibilidade de deformações, e a equivalência estática, define-se a posição da linha neutra (LN):

$$k_x = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} \quad [3.15]$$

onde:

ρ - taxa geométrica de armadura

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

A armadura pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_s = K_s \frac{M}{d}$$

onde:

$$K_s = \frac{1}{f_s \cdot K_z} \quad [3.16]$$

A máxima tensão na alvenaria é dada por:

$$f_{alv} = \frac{2}{K_x K_z} \cdot \frac{M}{b \cdot d^2} \quad [3.17]$$

O melhor aproveitamento de todos os materiais é conseguido quando a armadura e a alvenaria atingem simultaneamente as suas tensões admissíveis, ou seja:

$$f_{alv} = \bar{f}_{alv,f} \quad \text{e} \quad f_s = \bar{f}_{s,t}$$

O dimensionamento nessas condições é chamado *balanceado* e a seção dita normalmente armada. O valor de K_x , neste caso é representado por K_b . A taxa de armadura balanceada é calculada por:

$$\rho_b = \frac{n}{m_b + n} \cdot \frac{1}{2m_b}$$

onde:

$$m_b = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{alv,f}}$$

[3.18]

1. Dimensionamento da seção retangular com armadura simples

1º caso

Dados: $n = \frac{E_s}{E_c}$; $\bar{f}_{s,t}$; $\bar{f}_{alv,f}$; b ; M

Pedem-se: $d = ?$; $A_s = ?$

O problema admite várias soluções, uma delas é fazer o dimensionamento balanceado. Assim, tem-se:

$$d = \sqrt{\frac{2M}{bK_b K_{zb} \bar{f}_{alv,f}}} \quad [3.19]$$

onde: $K_b = \frac{n}{n+m_b}$ e $K_{zb} = 1 - \frac{K_b}{3}$

$$A_s = \frac{M}{\bar{f}_{s,t} K_{zb} d} \quad [3.20]$$

2º caso

Dados: $n = \frac{E_s}{E_c}$; $\bar{f}_{s,t}$; $\bar{f}_{alv,f}$; b ; M ; d

Pedem-se: $A_s = ?$

Inicialmente determina-se a altura útil correspondente ao dimensionamento balanceado:

$$d_b = \sqrt{\frac{2M}{bK_b K_{zb} \bar{f}_{alv,f}}}$$

➤ Se $d_b < d \Rightarrow f_s = \bar{f}_{s,t}$ e $f_c \leq \bar{f}_{alv,f}$ (**seção subarmada**):

O cálculo, neste caso, pode ser feito com a utilização da planilha a seguir, conforme CORRÊA & RAMALHO (1996):

K_z	$K_s = \frac{1}{\bar{f}_{s,t} \cdot K_z}$	$A_s = K_s \frac{M}{d}$	$n\rho = n \frac{A_s}{bd}$	$k_x = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n}$	$K_z = 1 - \frac{K_b}{3}$

O primeiro valor de K_z a ser utilizado é o do dimensionamento balanceado. O cálculo termina quando o valor de K_z obtido da última coluna não diferir significativamente do valor da primeira coluna. Pode-se adotar como convergência suficiente a tolerância de 0,1%, conforme CORRÊA & RAMALHO (1996). Em geral o processo iterativo é rápido, e necessita de no máximo três iterações.

No final do processo deve-se chegar a:

$$f_{alv} = \frac{2}{K_x K_z} \cdot \frac{M}{b \cdot d^2} < \bar{f}_{alv,f}$$

➤ Se $d_b > d \Rightarrow$ seção superarmada com $f_s \leq f_{s,t}$ e $f_c = f_{alv,f}$
 ou
 armadura dupla

Admitindo **seção superarmada**, a posição da L.N. é determinada por:

$$K_x^2 - 3K_x + \frac{6M}{bd^2 \bar{f}_{alv,f}} = 0 \tag{3.21}$$

Com o valor K_x determina-se K_z :

$$K_z = 1 - \frac{K_x}{3}$$

Portanto, a seção de armadura é calculada por:

$$A_s = \rho b d$$

onde:

$$\rho = \frac{K_x^2}{2n(1-K_x)}$$

No final deve-se verificar a tensão de tração na armadura:

$$f_s = \frac{M}{A_s K_z d} < \bar{f}_{s,t}$$

b) DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

De acordo com a NBR 10837 (1989), a tensão convencional de cisalhamento atuante nas vergas e vigas de alvenaria deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$f_{cis} = \frac{V}{b \cdot d} \quad [3.22]$$

onde:

V - esforço cortante atuante;

b - largura efetiva da verga ou viga;

d - altura útil da verga ou viga.

A norma adverte que no caso da seção T ou L, o valor da largura efetiva deve ser o da alma.

Conforme tabela 3.2, existem dois limites de tensão admissível de cisalhamento: um para peças fletidas sem armadura de cisalhamento e outro para peças fletidas com tais armaduras.

No caso da tensão atuante de cisalhamento superar o limite de tensão admissível correspondente a peças fletidas sem armadura de cisalhamento, é necessário calcular esta armadura. Ao contrário das vigas em concreto armado, que necessitam sempre de uma armadura mínima para combater o cisalhamento, as vigas em alvenaria podem ter trechos completamente não-armados.

De acordo com a norma, a área das barras que funcionam como estribos pode ser calculada pela fórmula:

$$A_{sw,90^\circ} = \frac{V s}{\bar{f}_{s,t} d} \quad [3.23]$$

onde:

V - esforço cortante atuante;

s - largura efetiva da verga ou viga;

$\bar{f}_{s,t}$ - tensão admissível do aço dos estribos;

d - altura útil da verga ou viga.

Quanto ao espaçamento dos estribos, deve-se observar a modulação horizontal, devido ao alojamento de armaduras nos vazados do bloco.

Quando a armadura consistir de barras paralelas dobradas a uma mesma distância do apoio, a área necessária deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sw,\alpha} = \frac{V}{\bar{f}_{s,t} s \sin \alpha} \quad [3.24]$$

onde:

α - menor ângulo entre a armadura e o eixo longitudinal da viga.

Quando a armadura consistir de barras paralelas dobradas a distâncias diferentes do apoio, a área necessária deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sw,\alpha} = \frac{V_s}{f_{s,t}d(\text{sena} + \text{cosao})} \quad [3.25]$$

3.6.7 DIMENSIONAMENTO DE PAREDES E PILARES

Paredes e pilares são elementos verticais preponderantemente comprimidos, e o cálculo é feito em função das cargas de serviço sem majoração. No método das tensões admissíveis, conforme descrito no capítulo anterior, o único coeficiente de segurança que se emprega é o coeficiente interno γ_i , que se aplica somente às tensões admissíveis.

Nas paredes estruturais, a NBR 10837 (1989) admite uma distribuição a 45° das cargas concentradas ou parcialmente distribuídas, conforme pode ser visto na figura (3.19).

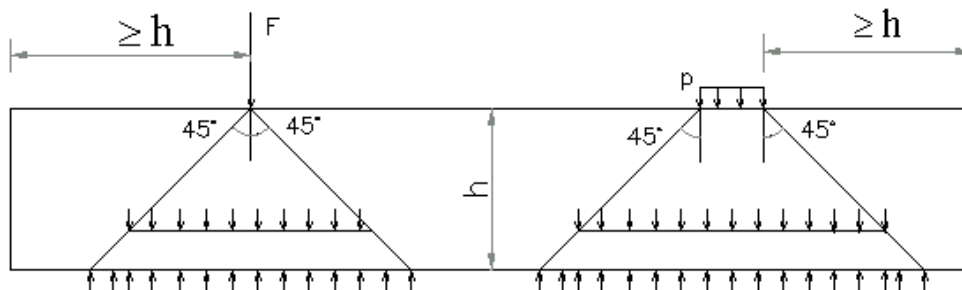


Figura 3.19 – Distribuição das cargas verticais

No caso de haver aberturas, a distribuição das cargas verticais é feita excluindo as zonas limitadas por planos inclinados a 45°, tangentes às bordas da abertura (figura (3.20)).

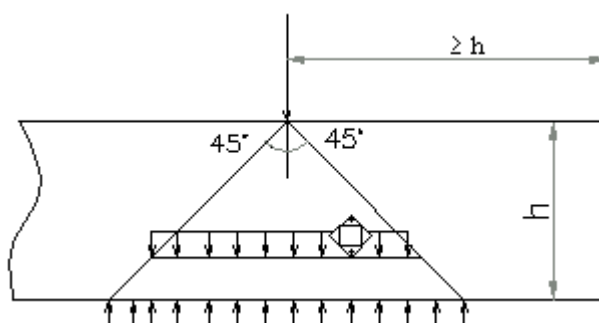


Figura 3.20 – Distribuição de carga vertical quando há abertura

Com a utilização da regra de espalhamento a 45°, utilizada pela norma, obtém-se uniformização de tensões ao longo da altura do edifício, fato já comprovado teórica e experimentalmente. Esta uniformização, como lembra ACCETTI (1998), é altamente benéfica ao comportamento estrutural das paredes.

a) DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO AXIAL

Para o dimensionamento de paredes e pilares à compressão axial basta calcular as tensões normais de compressão axial atuantes e compará-las com as tensões admissíveis cujos valores foram dados no item 3.5.2.

A tensão normal de compressão axial atuante em uma parede ou pilar é dada por:

$$f_{dlv,c} = \frac{P}{A_{ef}} \quad [3.26]$$

onde:

$f_{alv,c}$ - tensão de compressão axial atuante;

P - carga vertical de compressão atuante;

A_{ef} - área efetiva da parede ou pilar.

O cálculo da área pode ser feito tanto em relação à seção líquida como em relação à seção bruta, basta que a resistência do prisma seja dada em função da mesma área. Se, com a finalidade de aumentar a capacidade resistente da parede, alguns furos do bloco forem grauteados, basta computar o aumento da área correspondente.

b) DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA

A flexão composta ocorre em pilares e paredes sujeitos à ações verticais (peso próprio, sobrecargas de utilização, etc.) e à ação horizontal (vento), o que é o caso mais comum nos edifícios em alvenaria estrutural.

De acordo com a NBR 10837 (1989), quando a excentricidade resultante, calculada pela expressão (3.27), não exceder 1/6 da espessura do elemento, as tensões podem ser calculadas supondo a seção não fissurada (exclusivamente comprimida).

$$e = \frac{M}{P} \quad [3.27]$$

onde:

M - momento fletor atuante;

P - força axial atuante;

Se a excentricidade resultante exceder o valor que produz tração na parede ou no pilar, as tensões devem ser calculadas admitindo a seção fissurada e, neste caso, é necessário dispor armaduras para absorver a resultante de tração.

1. Alvenaria não armada

Os elementos de alvenaria não armada, quando submetidos às condições de carregamentos combinados, devem satisfazer à seguinte relação:

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1^* \quad [3.28]$$

* Pode-se substituir o segundo membro da inequação por 1,33, quando a combinação de ações incluir o vento, conforme item 4.3.2.4 da NBR 10837 (1989).

onde:

$f_{alv,c}$ - tensão de compressão axial atuante (expressão[3.26]);

$\bar{f}_{alv,c}$ - tensão de compressão axial admissível (item 3.6.2);

$f_{alv,f}$ - tensão de compressão atuante, devido à flexão;

$\bar{f}_{alv,f}$ - tensão de compressão admissível, devido à flexão (item 3.6.2).

Se a excentricidade resultante for tal que produza tração, os componentes (paredes ou pilares) devem ser dimensionados de modo que:

$$f_{alv,f} - 0,75f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t} \quad [3.29]$$

onde:

$f_{alv,c}$ - tensão de compressão axial atuante;

$f_{alv,f}$ - tensão de compressão atuante, devido à flexão;

$\bar{f}_{alv,t}$ - tensão de tração admissível na alvenaria não armada (item 3.5.2).

Nesta equação, a NBR 10837 (1989) está implicitamente admitindo que 75% das cargas são permanentes, o que pode ser bastante conservador. Segundo ACCETTI

$$f_{\text{alv,fmáx}} = \left(\alpha - \frac{f_{\text{alv,c}}}{\bar{f}_{\text{alv,c}}} \right) \bar{f}_{\text{alv,f}} \quad [3.30]$$

com $\alpha = 1,33$ ou $1,00$; dependendo da combinação incluir ou não a ação do vento.

Como primeira tentativa, pode-se admitir que a máxima tensão de compressão é a que corresponde a 100% de $f_{\text{alv,fmáx}}$, o que leva a uma tensão de compressão total de:

$$f_{\text{alv}} = f_{\text{alv,c}} + f_{\text{alv,fmáx}} \quad [3.31]$$

Aplicando a Lei de Hooke, a compatibilidade de deformações, e a equivalência estática, define-se a posição da linha neutra (LN):

$$\left(\frac{1}{6} f_c t \right) x^2 - \left(\frac{1}{2} f_c t d \right) x + M + N \left(\frac{h}{2} - d \right) = 0 \quad [3.32]$$

Com o valor de "x" determina-se a tensão de tração no aço:

$$f_s = n \frac{d-x}{x} f_c \quad [3.33]$$

Se o valor de f_s for superior $\bar{f}_{s,t}$, deve-se buscar uma nova solução, que corresponde a uma nova tensão de compressão e a uma nova posição da linha neutra. A solução econômica é aquela em que f_s se aproxima de $\bar{f}_{s,t}$. Nestas condições, determina-se a resultante de compressão na alvenaria:

$$C = \frac{1}{2} f_{\text{alv}} \cdot x \cdot t \quad [3.34]$$

e também a resultante de tração na armadura:

$$T = C - N > 0 \quad [3.35]$$

Determina-se, então, a área de armadura de tração:

$$A_s = \frac{T}{\alpha f_s} \quad [3.36]$$

onde “ α ” é o mesmo valor utilizado na expressão (3.30).

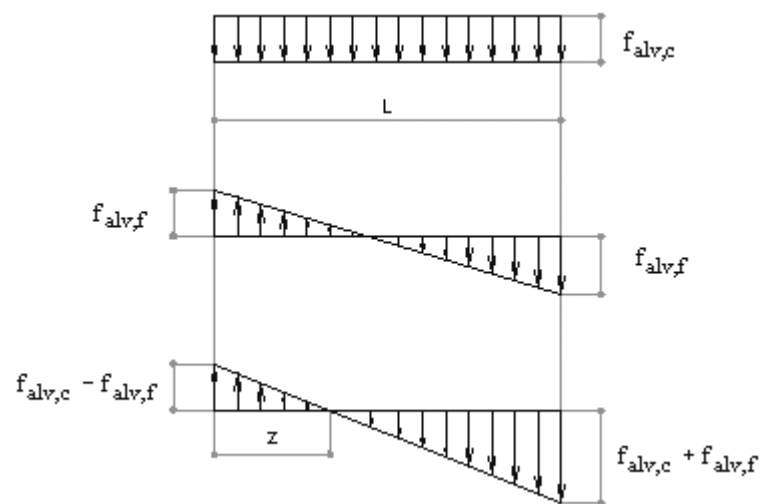


Figura 3.22 – Diagrama de tensões

Pode-se utilizar um outro método para dimensionamento `a flexão composta, o denominado “Método simplificado”, encontrado em BASTOS (1993). Este método assume que a seção é homogênea não fissurada.

Com base na figura (3.22) determina-se a força de tração T resultante:

$$T = \int \sigma_+ dA \quad [3.37]$$

A armadura de tração pode ser determinada, simplificada, pela equação (3.41):

$$A_s = \frac{T}{1,33\bar{f}_{s,t}} \quad [3.38]$$

c) DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

A tensão convencional de cisalhamento atuante nas paredes e pilares de alvenaria deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$f_{cis} = \frac{V}{bt} \quad [3.39]$$

onde:

V - esforço cortante horizontal atuante;

b - largura efetiva da seção transversal;

t - espessura efetiva.

Da mesma forma que para vergas e vigas, no caso de seção T ou L, o valor da largura efetiva deve ser o da alma.

Conforme tabela 3.2, existem dois limites de tensão admissível de cisalhamento: um para pilares e paredes sem armadura de cisalhamento e outro para pilares e paredes com tais armaduras.

No caso da tensão atuante de cisalhamento superar o limite de tensão admissível correspondente a paredes e pilares sem armadura de cisalhamento, é necessário calcular esta armadura.

A armadura de cisalhamento pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sw} = \frac{V s}{\bar{f}_{s,t} d} \quad [3.40]$$

onde:

V - esforço cortante atuante;

s - espaçamento dos estribos;

$\bar{f}_{s,t}$ - tensão admissível do aço dos estribos;

d - altura útil da seção transversal.

O espaçamento "s" dos estribos é usualmente múltiplo da distância modular vertical, ou seja, 20 cm.

d) DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

O dimensionamento à flexão simples de parede e pilares é feito da mesma forma que o de vergas e vigas.

3.7 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

De acordo com o item 5.4.3.1.1 (alvenaria armada) da NBR 10837 (1989), as paredes resistentes devem ser armadas vertical e horizontalmente. A taxa de armadura mínima total deve ser 0,2% vezes a área bruta da parede. A taxa de armadura mínima em cada direção deve ser de 0,07% a área da seção transversal bruta tomada perpendicular à armadura considerada.

De acordo com o item 5.2.3.1.3 da mesma norma, as paredes resistentes devem ser armadas com uma taxa de armadura não inferior a 0,2% vezes a área bruta da parede, e não mais do que 2/3 devem estar em uma direção e 1/3 na outra.

As armaduras com barras de diâmetro máximo 6,3 mm podem ser colocadas na argamassa e consideradas como parte da armadura necessária. De acordo com

o item 5.4.3.1.3, o diâmetro da armadura horizontal na argamassa de assentamento não deve exceder a metade da espessura da camada de argamassa na qual a barra está colocada (em geral 1cm). As armaduras longitudinais situadas na argamassa de assentamento devem ter diâmetro mínimo de 3,8 mm, mas não superior que a metade da espessura especificada da argamassa de assentamento. Se a armadura longitudinal for constituída de malhas ou barras com fios treliçados, os fios cruzados devem ter, no máximo, 5 mm de diâmetro.

O espaçamento máximo das armaduras verticais deve ser o necessário para acomodar adequadamente o número de barras correspondentes à taxa de armadura mínima. O espaçamento mínimo das barras não deve ser inferior a 2 cm.

De acordo com o item 5.4.3.1.4 da NBR 10837 (1989), a armadura na argamassa de assentamento deve ser contínua; existindo necessidade de emenda de justaposição, o trecho da emenda deve ter:

1. 15 cm – quando se usam fios com mocha ou saliências;
2. 30 cm – quando se usam fios lisos.

De acordo com o item 5.4.3.1.5 da mesma norma, na alvenaria parcialmente armada só é disposta armadura para resistir a esforços de flexão, porventura existentes, e ao longo dos lados das aberturas. O máximo espaçamento das armaduras verticais em paredes exteriores parcialmente armadas deve ser 240 cm.

De acordo com o item 5.4.1 da NBR 10837 (1989), a espessura mínima de *uma parede de alvenaria não armada* deve ser 1/20 da sua altura efetiva e não inferior a 14,0 cm, e a espessura mínima de uma parede resistente de alvenaria armada deve ser 14,0 cm.

3.8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este capítulo procurou-se definir as etapas do projeto estrutural de um edifício em alvenaria, que vão desde as definições preliminares, a concepção, a análise estrutural até o dimensionamento dos elementos conforme a NBR-10837 (1989). Adquirindo informações necessárias para a verificação da segurança de construções em alvenaria segundo o método das tensões admissíveis, através das quais serão analisados os exemplos do capítulo 4.

EXEMPLOS NUMÉRICOS – NBR 10837

CAPÍTULO 4

A partir do projeto arquitetônico de um prédio residencial de 4 (quatro) e 8 (oito) pavimentos é desenvolvida toda uma seqüência de cálculo, necessária para a verificação da segurança dos elementos da estrutura, com análise particular das paredes mais solicitadas. O projeto estrutural segue, fundamentalmente, as condições exigidas pela norma brasileira.

Segundo CAVALHEIRO (1994), o processo construtivo em alvenaria estrutural, empregando blocos vazados de concreto, vem sendo utilizado de forma continuada e crescente no país a partir da década de 60, com a construção desde simples habitações unifamiliares até prédios de mais de 20 pavimentos.

Relativamente à função estrutural da alvenaria, tem-se constatado que prédios de até 4 pavimentos, de uma forma geral, têm tido seus parâmetros resistentes avaliados de forma empírica, com base na experiência acumulada pelos

construtores, resultando em obras nem sempre econômicas e/ou satisfatoriamente seguras. E nos prédios onde a ação do vento pode originar tensões de tração significativas na alvenaria, os procedimentos de cálculo, mais rigorosos, têm sido buscados nas normas estrangeiras, principalmente dos USA, Inglaterra, Alemanha e França.

Afim de verificar a segurança desses edifícios executados no Brasil, neste capítulo mostrar-se-á os principais passos do projeto estrutural de um edifício em alvenaria. Inicialmente considerar-se-á o edifício com 4 (quatro) pavimentos, já que é grande o número de projetos deste tipo, pelo seu caráter econômico de não precisar de elevadores. Posteriormente, considerá-lo-á com 8 (oito) pavimentos, por ser o limite estabelecido por muitos códigos de obra para a necessidade de apenas um elevador, conforme já mencionado no capítulo 1.

É importante salientar que será apresentado apenas o dimensionamento das paredes mais solicitadas, considerando que o objetivo deste trabalho é a verificação da segurança dos elementos da estrutura quando se adota o Método das Tensões Admissíveis. Portanto, o mais relevante são as tensões nas paredes ao nível de cada andar.

4.1 PROJETO ARQUITETÔNICO E SISTEMA ESTRUTURAL: ESQUEMAS

Trata-se de um edifício executado na região metropolitana de Belo Horizonte de 4 (quatro) pavimentos, cuja planta baixa do pavimento tipo, juntamente com os esquemas verticais encontram-se representados na figura (4.1).

A figura (4.1) mostra os esquemas básicos do projeto arquitetônico. As medidas são referidas à alvenaria bruta, sem revestimento.

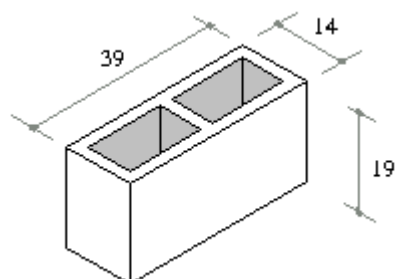


Figura 4.2 – Bloco vazado de concreto (M-15)

As paredes portantes encontram-se representadas na figura (4.3). Observando essa figura, percebe-se a existência de paredes não-estruturais. Esta escolha deve-se à passagem de tubulações das instalações hidro-sanitárias. As vantagens deste procedimento podem ser encontradas no item 3.1 do capítulo 3.

Com relação às lajes, optou-se por lajes maciças de espessura $h=8$ cm, por serem suficientes para suportarem os carregamentos verticais e comportarem-se como diafragmas para a distribuição das forças horizontais devidas à ação do vento [ACCETTI (1998)]. Não foram utilizadas as armaduras negativas a fim de facilitar a execução, como argumentam alguns construtores, por elas causarem dificuldades durante a concretagem.

Já para as escadas, preferiu-se elementos pré-moldados, para se obter maior rapidez no processo construtivo.

Neste edifício, resolveu-se por fazer cintas abaixo da laje em todas as paredes, e a meia altura nas paredes externas, para dar travamento ao prédio como um todo e combater efeitos provocados por variações térmicas.

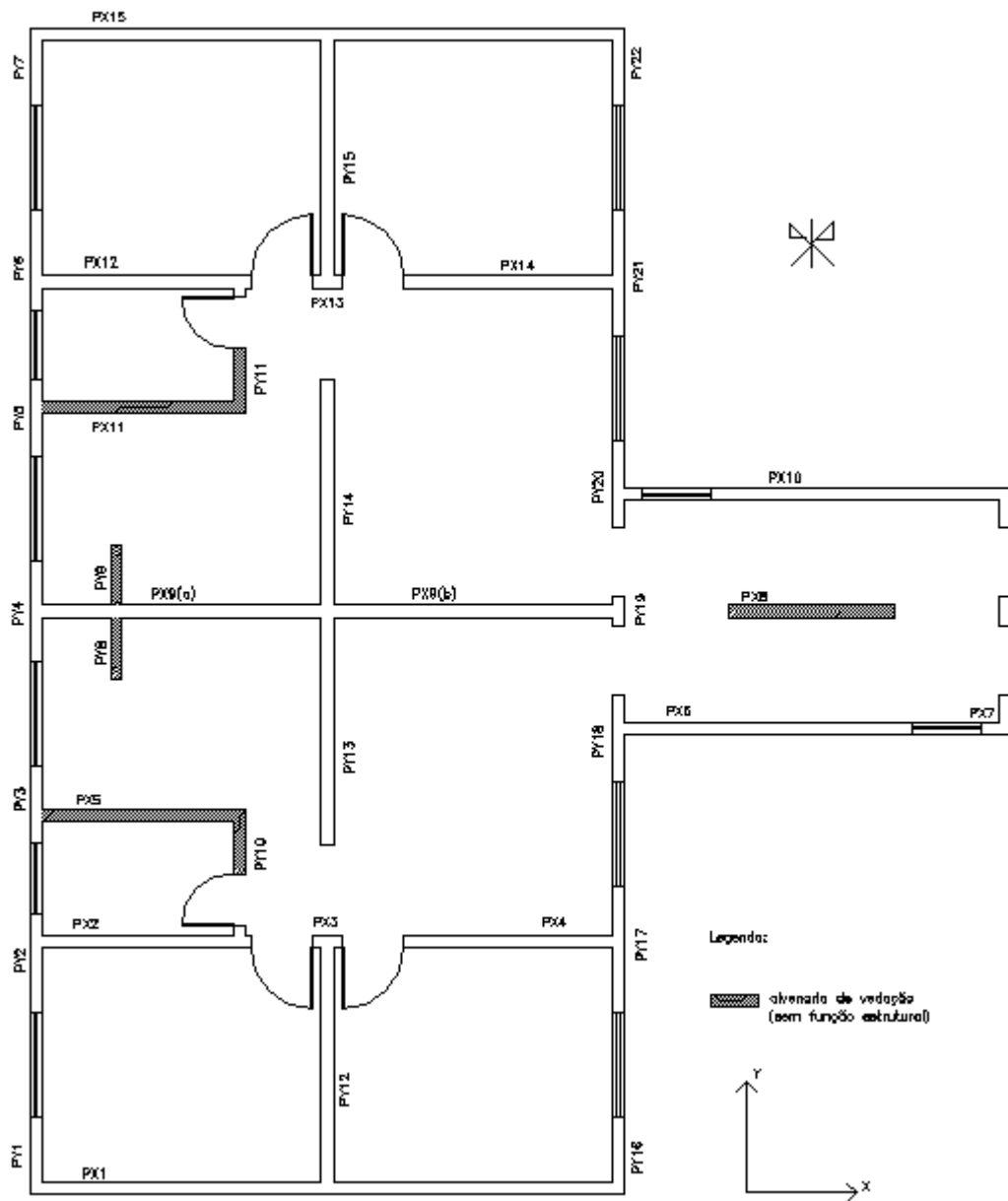


Figura 4.3 – Esquema estrutural / Nomenclatura das paredes

4.2 CARGAS DE PROJETO

4.2.1 DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

1. Lajes

Conforme o item anterior, as lajes foram consideradas maciças, de espessura $h = 8$ cm.

As lajes foram consideradas apoiadas em todos os lados. Não houve lajes engastadas, em virtude da opção de eliminar as armaduras negativas. A forma das mesmas encontra-se representada na figura (4.4).

Considerou-se concreto de classe C-20 e aço CA-50A; portanto, utilizou-se $f_{ck} = 20$ MPa e $f_{yk} = 500$ MPa.

Para a determinação dos carregamentos permanente e variável atuantes nas lajes, utilizou-se a ABNT (NBR 6120 / 1980). Tem-se:

- peso próprio = $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,008 \text{ m} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- piso + contrapiso = $1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$
- sobrecarga de utilização:
 - $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (em geral);
 - $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (área de serviço);
 - $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (escada).

Para simplificação dos cálculos adotou-se $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (em geral) e $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (escada).

O cálculo das reações das lajes sobre as paredes estruturais é baseado nas Tabelas A. S. Kalmanok. Os resultados encontram-se na figura (4.5). Para a laje de cobertura considerou-se as cargas da caixa d'água.

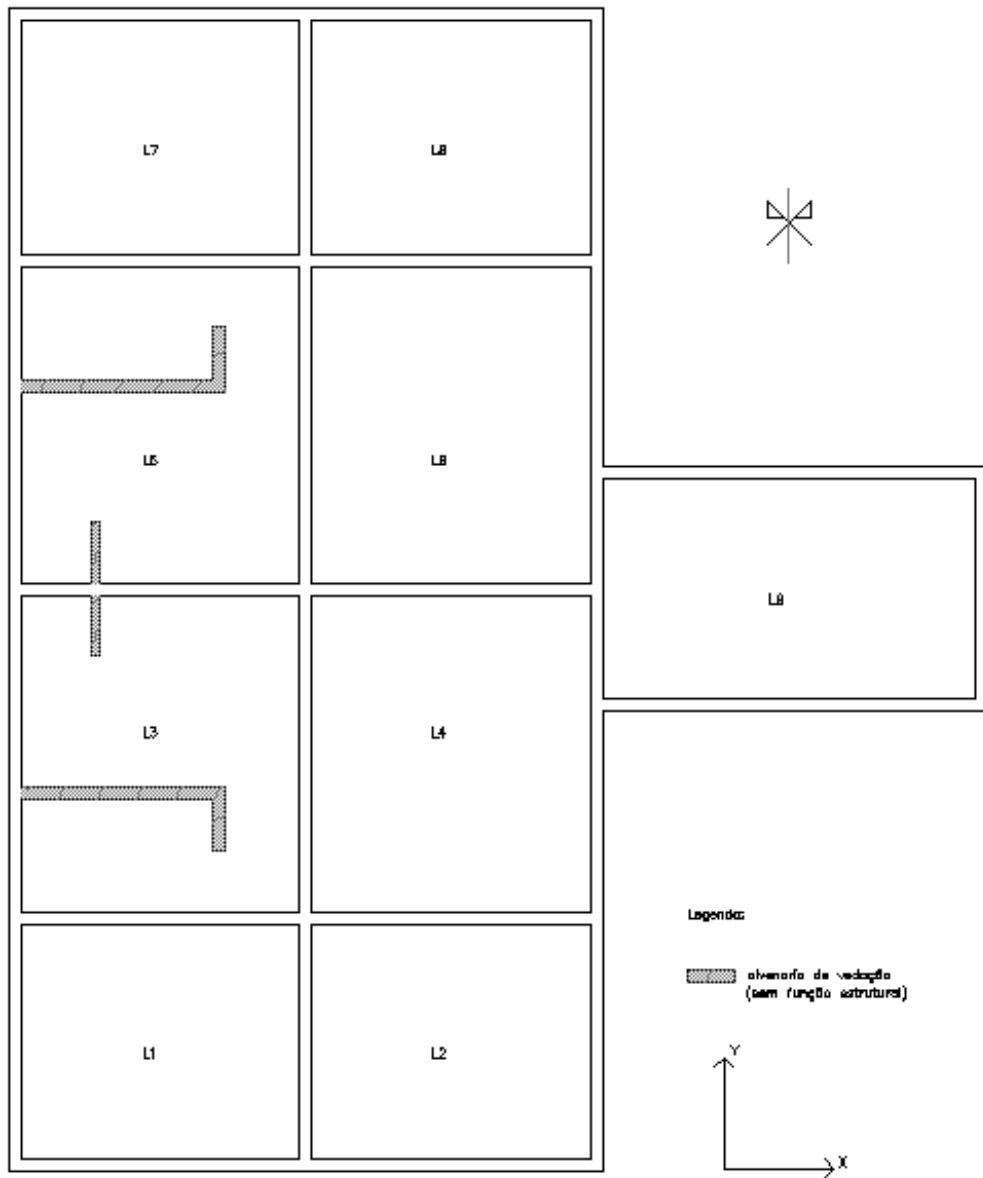


Figura 4.4 – Forma das lajes

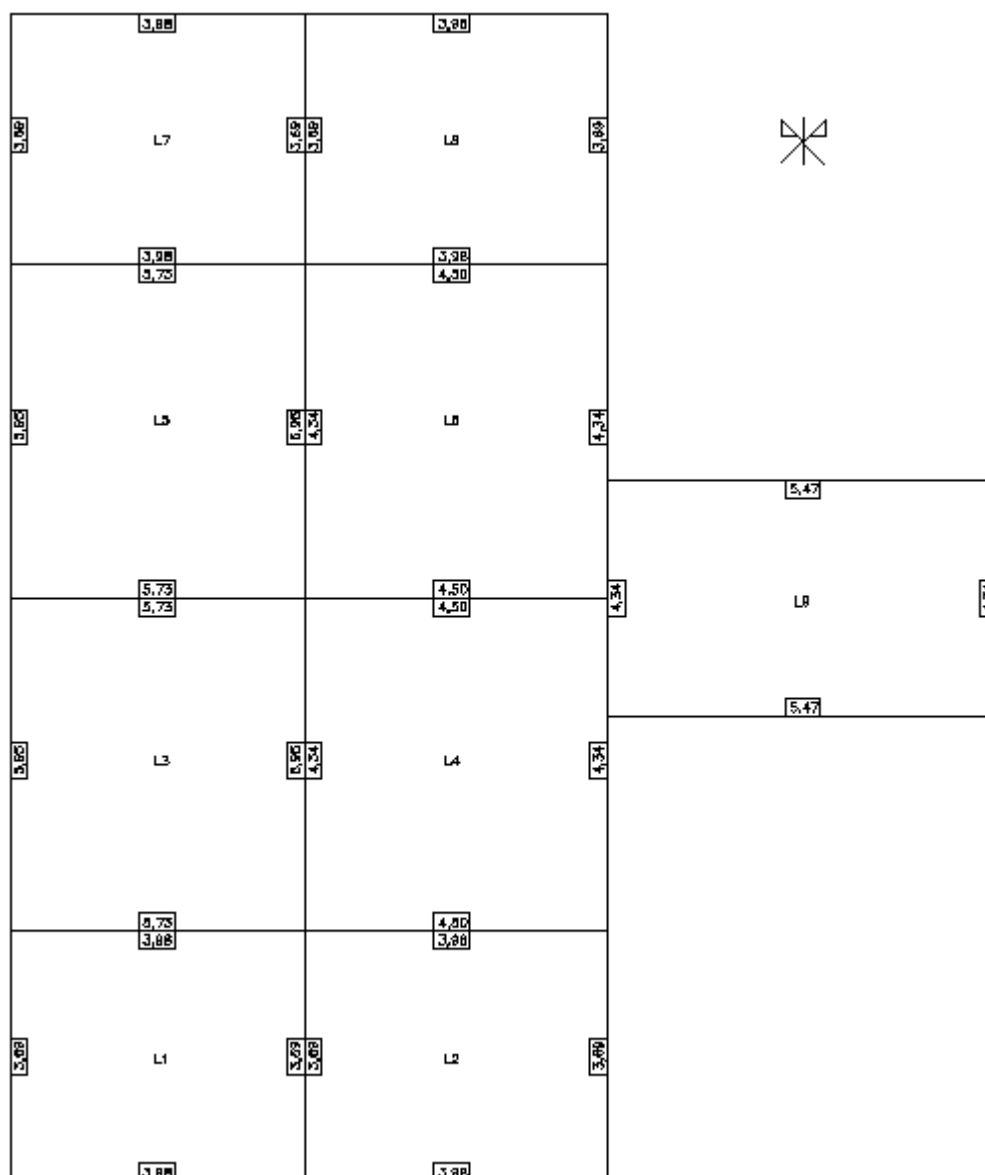


Figura 4.5[a] – Reações das lajes sobre as paredes estruturais
 Pavimentos: todos, exceto a laje de cobertura L9

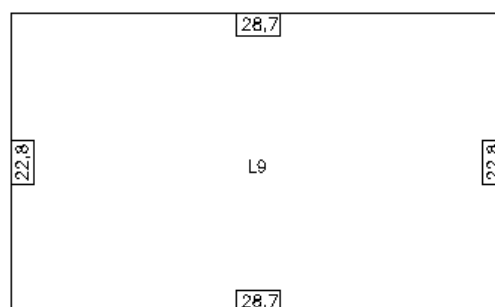


Figura 4.5[b] – Reações da laje L9 sobre as paredes estruturais
Pavimento: cobertura

2. Paredes estruturais

Para o cálculo do peso próprio das paredes, utilizou-se para o peso-específico da alvenaria estrutural $\gamma_{av} = 14 \text{ kN/m}^3$.

Portanto, o peso próprio de todas as paredes em cada pavimento será igual a:

p.p. = (peso específico da alvenaria) x (espessura do bloco) x (altura da parede)

$$p.p. = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,14\text{m} \times 2,80\text{m} = 5,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [4.1]$$

Na tabela 4.1 encontram-se as cargas verticais totais atuantes em cada parede do edifício, nos trechos abaixo do último pavimento. A nomenclatura utilizada para as paredes, nas tabelas a seguir, está de acordo com a figura (4.2).

As paredes PX5, PX8, PX11, PY8, PY9, PY10 e PY11 não serão apresentadas por tratarem-se de alvenarias sem função estrutural, conforme figura 4.2.

Tabela 4.1 – Cargas verticais atuantes nas paredes nos trechos abaixo do último pavimento

Parede	Comprimento (m)	reação da laje (kN/m)	peso próprio (kN/m)	Carga vertical (kN/m)
PX1/PX15	6,54	-3,98	-5,50	-9,48
PX2/PX12 ⁽¹⁾	2,40	-9,71	-5,50	-17,00
PX3/PX13 ⁽¹⁾	0,34	-9,71	-5,50	-36,78
PX4/PX14 ⁽¹⁾	2,40	-8,48	-5,50	-15,42
PX6/PX10 ⁽²⁾	3,29	-28,70	-5,50	-38,07
PX7 ⁽²⁾	0,20	-28,70	-5,50	-93,90
PX9(a)	3,27	-11,46	-5,50	-16,96
PX9(b)	3,27	-9,00	-5,50	-14,50
PY1/PY7 ⁽¹⁾	0,89	-3,69	-5,50	-13,80
PY2/PY6 ⁽¹⁾	1,14	-3,69	-5,50	-15,60
PY3/PY5 ⁽¹⁾	0,89	-5,95	-5,50	-21,17
PY4 ⁽¹⁾	1,14	-5,95	-5,50	-21,01
PY12/PY15	2,70	-7,38	-5,50	-12,88
PY13/PY14	2,60	-10,29	-5,50	-15,79
PY16/PY22 ⁽¹⁾	0,89	-3,69	-5,50	-13,80
PY17/PY21 ⁽¹⁾	1,44	-4,34	-5,50	-15,81
PY18/PY20 ⁽¹⁾	0,99	-4,34	-5,50	-16,70
PY19 ⁽²⁾	0,34	-22,80	-5,50	-85,27

1. Além do peso próprio e das reações das lajes foram consideradas as cargas dos lintéis;
2. Alvenarias sob a caixa d'água, portanto, nos demais pavimentos as suas cargas serão menores.

4.2.2 DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Os parâmetros necessários à determinação das ações devidas ao vento foram retirados da NBR 6123 (1989).

Para a velocidade básica do vento adotou-se um valor comum para grande parte da região metropolitana de Belo Horizonte, $v_0 = 38$ m/s.

O fator topográfico (S_1) leva em consideração as variações do relevo do terreno. Neste caso, trata-se de um terreno plano ou fracamente acidentado, ou seja, $S_1 = 1,0$.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. A rugosidade do terreno é classificada em categorias, e neste caso trata-se de um edifício construído em uma área urbanizada, portanto, categoria IV. As dimensões da edificação são avaliadas por classes. No caso do edifício de quatro pavimentos, como a maior dimensão vertical ou horizontal não excede 20 m, considera-se classe A; já o de oito pavimentos é um edifício de classe B, pois a maior dimensão vertical ou horizontal está entre 20 m e 50 m.

O valor mínimo para o fator estatístico (S_3), para edificações residenciais, é $S_3 = 1,0$.

O coeficiente de arrasto (C_a) depende da direção e regime do vento. Decidiu-se fazer uma média entre os coeficientes para o vento de alta e baixa turbulência. O cálculo será apresentado no próximo item, assim como os valores das forças ao nível de cada andar e dos esforços na cota superior das fundações de acordo com o número de pavimentos do edifício considerado.

4.3 EDIFÍCIO COM 4 (QUATRO) PAVIMENTOS

4.3.1 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS AO LONGO DO EDIFÍCIO

Como foi apresentado no capítulo anterior, alguns procedimentos podem ser utilizados para se fazer a distribuição das ações verticais.

Para maior clareza desses procedimentos será feita uma comparação entre todos eles, com exceção dos procedimentos de macrogrupos e de modelagem

tridimensional em elementos finitos. Para analisar os resultados obtidos nesta comparação será considerado apenas parte da planta da edificação, figura (4.6). Considerou-se o equivalente a $\frac{1}{4}$ da área da edificação, uma vez que trata-se de uma estrutura simétrica. Assim, sendo as considerações aqui apresentadas análogas para as demais paredes do edifício.

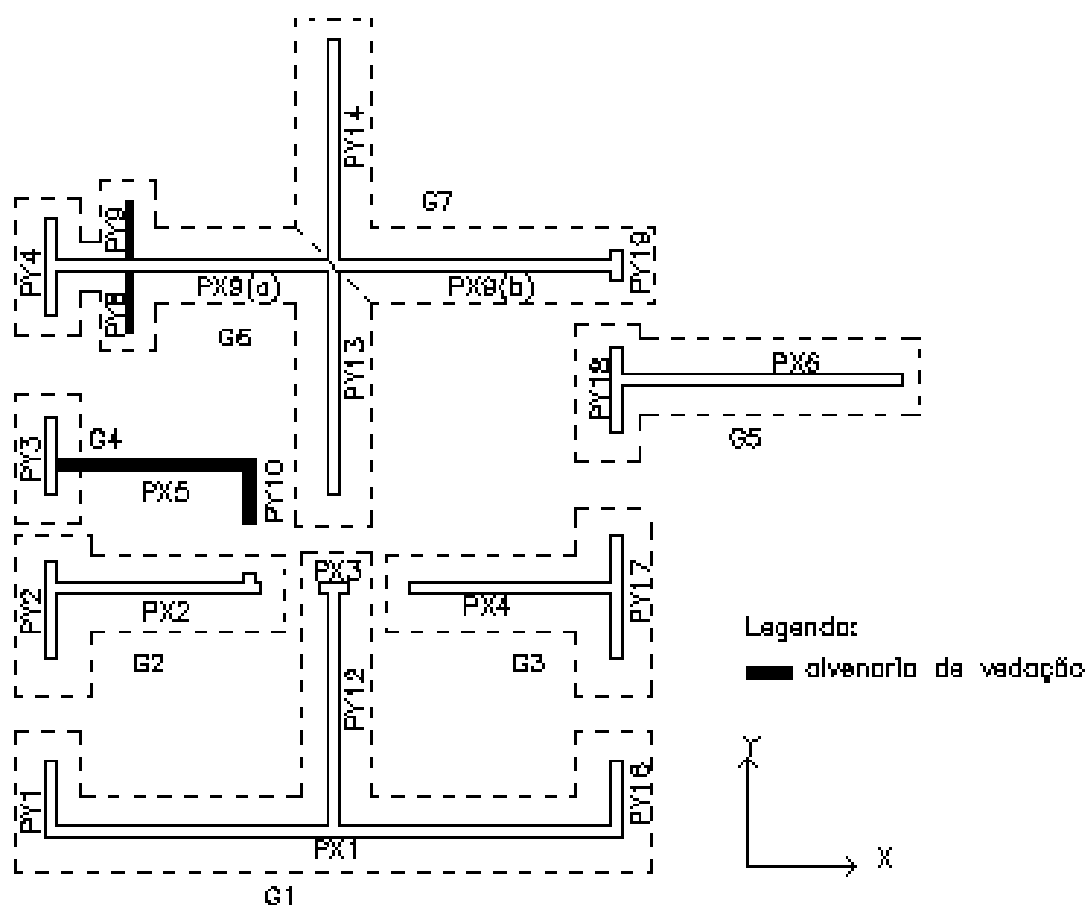


Figura 4.6 – Planta do exemplo

Os resultados das tensões no nível mais carregado da estrutura, ou seja, o trecho da parede abaixo do primeiro pavimento obtidos da composi o de cargas (peso próprio + rea o da laje), encontram-se na tabela (4.2). Esses resultados referem-se ao procedimento de *paredes isoladas*.

Utilizando o procedimento de paredes isoladas, para encontrar a carga em uma parede em um determinado nível, basta multiplicar o valor da carga pelo número de pavimentos acima do nível considerado. Dividindo o valor da carga distribuída pela espessura da parede encontram-se as tensões normais.

Tabela 4.2 – Resultados considerando paredes isoladas

Parede	Comprimento (m)	Carga 4º pavto. (kN/m)	Carga 1º pavto. (kN/m)	Tensão 1º pavto. (kN/m ²)
PX1	6,54	-9,48	-37,92	-270,86
PX2	2,40	-17,00	-68,00	-485,71
PX3	0,34	-36,78	-147,12	-1050,86
PX4	2,40	-15,42	-61,68	-440,57
PX6 ⁽¹⁾	3,29	-38,07	-74,13	-529,50
PX9(a)	3,27	-16,96	-67,84	-484,57
PX9(b)	3,27	-14,50	-58,00	-414,29
PY1/PY16	0,89	-13,80	-55,20	-394,29
PY2	1,14	-15,60	-62,40	-445,71
PY3	0,89	-21,17	-84,68	-604,86
PY4	1,14	-21,01	-84,04	-600,29
PY12	2,70	-12,88	-51,52	-368,00
PY13/PY14	2,60	-15,79	-63,16	-451,14
PY17	1,44	-15,81	-63,24	-451,71
PY18	0,99	-16,70	-66,80	-477,14
PY19 ⁽¹⁾	0,34	-85,27	-155,02	-1107,29
COMP. TOTAL DAS ALV. PORTANTES =				115,90 m
PESO TOTAL DA EDIFICAÇÃO (ALV. PORT.) =				-6.937,26 kN

Considere agora o procedimento de *grupos isolados de paredes*. Os grupos foram definidos de forma a comportarem paredes que se interceptam e são separados uns dos outros por aberturas, figura (4.6), as vantagens desse critério foram salientadas no capítulo 3, item 3.4.2.

O cálculo consiste em determinar as cargas totais de cada grupo. A seguir calculam-se as cargas distribuídas em cada grupo e, a partir delas, as tensões normais nas paredes componentes dos grupos. Conforme o item 3.4.2, como os grupos são conjuntos de paredes, de mesma espessura, que trabalham submetidos a uma mesma carga, portanto, trabalham a uma mesma tensão. Os resultados dos cálculos para este procedimento encontram-se na tabela (4.3).

Tabela 4.3 – Resultados considerando grupos de paredes sem interação

Grupo	Parede	Comprimento (m)	Carga 4º pavto. (kN/m)	Carga 4º pavto. (kN)	Carga grupo (kN)
G1	PX1	6,54	-9,48	-62,00	-133,84
	PX3	0,34	-36,78	-12,51	
	PY1	0,89	-13,80	-12,28	
	PY12	2,70	-12,88	-34,78	
	PY16	0,89	-13,80	-12,28	
G2	PX2	2,40	-17,00	-40,80	-58,58
	PY2	1,14	-15,60	-17,78	
G3	PX4	2,40	-15,42	-37,01	-59,77
	PY17	1,44	-15,81	-22,77	
G4	PY3	0,89	-21,17	-18,84	-18,84
G5	PX6	3,29	-38,03	-125,12	-141,65
	PY18	0,99	-16,70	-16,53	
G6	PX9(a)	3,27	-16,96	-55,46	-120,46
	PY4	1,14	-21,01	-23,95	
	PY14	2,60	-15,79	-41,05	
G7	PX9(b)	3,27	-14,50	-47,42	-117,46
	PY13	2,60	-15,79	-41,05	
	PY19	0,34	-85,27	-28,99	

Tabela 4.3 – Resultados considerando grupos de paredes sem interação
(continuação)

Pavimento	Grupo	Comprimento (m)	Carga grupo (kN)	Carga grupo (kN/m)	Tensão (kN/m ²)
-----------	-------	-------------------	--------------------	----------------------	------------------------------

4	G1	11,36	-133,84	-11,78	-84,16
	G2	3,54	-58,58	-16,55	-118,21
	G3	3,84	-59,77	-15,57	-111,19
	G4	0,89	-18,84	-21,17	-151,21
	G5	4,28	-141,65	-33,10	-236,40
	G6	7,01	-120,46	-17,18	-122,75
	G7	6,21	-117,46	-18,91	-135,11
1	G1	11,36	-535,38	-47,13	-336,63
	G2	3,84	-234,34	-61,03	-435,89
	G3	3,54	-239,10	-67,54	-482,44
	G4	0,89	-75,37	-84,68	-604,86
	G5	4,28	-309,89	-72,40	-517,17
	G6	7,01	-481,86	-68,74	-490,99
	G7	6,21	-406,58	-65,47	-467,66

O procedimento de *grupos de paredes com interação* não foi realizado considerando que taxas seguras de interação ainda não foram determinadas [CORRÊA & RAMALHO (1994)].

COMPARAÇÃO DOS DOIS PROCEDIMENTOS

Comparando os resultados dos dois procedimentos na tabela (4.4), tem-se para o 1º pavimento:

Tabela 4.4 – Comparação dos dois procedimentos

Grupo	Parede	Procedimento	Tensão(kN/m ²)	Variações(%)
		paredes isoladas	270,86	

G1	PX1	grupos s/ interação	336,63	24,28
	PX3	paredes isoladas	1.050,86	
		grupos s/ interação	336,63	-67,97
	PY1	paredes isoladas	394,29	
		grupos s/ interação	336,63	-14,62
	PY12	paredes isoladas	368,00	
grupos s/ interação		336,63	-8,52	
PY16	paredes isoladas	394,29		
	grupos s/ interação	336,63	-14,62	
G2	PX2	paredes isoladas	485,71	
		grupos s/ interação	435,89	-10,26
	PY2	paredes isoladas	445,71	
		grupos s/ interação	435,89	-2,20
G3	PX4	paredes isoladas	440,57	
		grupos s/ interação	482,44	9,50
	PY17	paredes isoladas	451,71	
		grupos s/ interação	482,44	6,80
G4	PY3	paredes isoladas	604,86	
		grupos s/ interação	604,86	0,00
G5	PX6	paredes isoladas	529,50	
		grupos s/ interação	517,17	-2,33
	PY18	paredes isoladas	477,14	
		grupos s/ interação	517,17	8,39
G6	PX9(a)	paredes isoladas	484,57	
		grupos s/ interação	491,00	1,33
	PY4	paredes isoladas	600,29	
		grupos s/ interação	491,00	-18,21
PY14	paredes isoladas	451,14		
	grupos s/ interação	491,00	8,84	
G7	PX9(b)	paredes isoladas	414,29	
		grupos s/ interação	467,66	12,88
	PY13	paredes isoladas	451,14	
		grupos s/ interação	467,66	3,66
PY19	paredes isoladas	1107,29		
	grupos s/ interação	467,66	-57,77	

Observando os resultados obtidos, pode-se constatar que a influência da forma de tratamento do sistema estrutural leva realmente a diferenças significativas nos valores das cargas, e por conseqüência das tensões. As paredes internas, recebem uma maior parcela de carga, quando analisadas segundo o

procedimento de paredes isoladas, devido às reações das lajes que nelas se apoiam, como lembra ACCETTI (1998).

Por exemplo, pode-se observar que as paredes PX1 e PY12 são solicitadas de forma diferenciada, gerando tensões de 270,86 kN/m² e 368,00 kN/m² em cada uma, respectivamente. A PY12, por ser parede interna, recebe uma maior parcela de carga, confirmando as observações anteriores. Se a especificação das resistências dos blocos deste pavimento fosse feita considerando as paredes com estas tensões, certamente resultaria em um valor elevado, pois sua determinação seria baseada na parede mais solicitada.

Quando da consideração de grupos de paredes sem interação, as paredes PX1 e PY12 foram agrupadas no grupo 1, possuindo assim o mesmo valor de tensão (336,63 kN/m²). Observa-se que este valor é intermediário aos valores anteriores de cada uma delas, ou seja, a tensão da PX1 aumentou, aproximadamente, 24 % e da PY12 diminuiu 8,5%. Especificando as resistências dos blocos por esta tensão, seu resultado será menor que no primeiro caso, assegurando com isso maior economia.

O mesmo estudo pode ser feito com as demais paredes do edifício sendo as conclusões análogas.

Quando da consideração de paredes isoladas, verifica-se que a diferença entre a parede mais carregada (PY19) e as menos carregadas (PX1) é de 76%. Ao se considerarem grupos sem interação, a diferença entre os grupos 1 e 7 cai para 28% o que promoveria uma especificação de resistências menores para os blocos deste pavimento. Sendo o procedimento de grupos isolados de paredes o mais econômico.

4.3.2 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS AO LONGO DO EDIFÍCIO

Para distribuir as ações horizontais adotou-se o procedimento de *paredes isoladas*, por ser este o mais usual entre os procedimentos estudados e ter sido este o

método considerado pelos construtores deste edifício. Entretanto, como foi salientado no capítulo 3 item 3.5.2, os resultados de tensões são relativamente altos por não considerar a interação de paredes separadas por aberturas.

Conforme as considerações do item 4.2.2 foram determinados os valores das forças devidas ao vento ao nível de cada andar, cujos resultados se encontram na tabela (4.5).

Tabela 4.5 – Forças devidas ao vento ao nível de cada andar

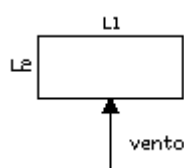
Nível	Cota (m)	S_2	v_k (m/s)	q (kN/m ²)	FX (kN)	FY (kN)
1	2,80	0,79	30,020	0,552	19,04	27,73
2	5,60	0,80	30,400	0,567	19,53	28,44
3	8,40	0,85	32,300	0,640	22,04	32,11
4	11,20	0,87	33,060	0,670	11,55	16,82

Os valores da velocidade característica (v_k) e da pressão de obstrução de cada nível, foram calculados através das equações (3.3) e (3.2), respectivamente.

O coeficiente de arrasto (C_a) foi determinado de acordo com as considerações do item 4.2.2, como mostra a seguir.

VENTO NA DIREÇÃO Y

- Vento de baixa turbulência



$$L1 = 17,93 \text{ m} \quad L1 / L2 = 1,34$$

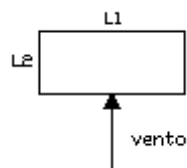
$$L2 = 13,38 \text{ m} \quad H / L1 = 0,63$$

$$H = 11,20 \text{ m}$$

Portanto, através da Figura 4 da NBR 6123:

$$\therefore Ca = 1,10$$

➤ Vento de alta turbulência



$$L1 = 17,93 \text{ m} \quad L1 / L2 = 1,34$$

$$L2 = 13,38 \text{ m} \quad H / L1 = 0,63$$

$$H = 11,20 \text{ m}$$

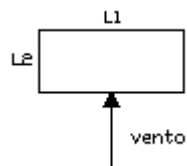
Portanto, através da Figura 5 da NBR 6123 :

$$\therefore Ca = 0,90$$

Fazendo a média, tem-se:

$$Ca_y = 1,0$$

VENTO NA DIREÇÃO X



$$L1 = 13,38 \text{ m} \quad L1 / L2 = 0,75$$

$$L2 = 17,93 \text{ m} \quad H / L1 = 0,84$$

$$H = 11,20 \text{ m}$$

➤ Vento de baixa turbulência

$$\therefore Ca = 1,0$$

➤ Vento de alta turbulência

∴ $C_a = 0,83$

Fazendo a média, tem-se:

$C_{d_x} = 0,92$

Através da eq. (3.1), determinou-se as forças de arrasto (F) ao nível de cada andar.

Para efeito de simplificação dos cálculos, considerar-se-á a ação do vento em apenas uma direção, na direção Y (Figura (4.7), por ser neste caso a pior hipótese, conforme resultados da tabela (4.5) e de acordo com os valores obtidos na consideração do vento na direção X.

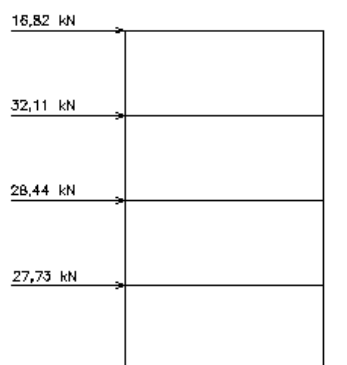


Figura 4.7 – Força de arrasto na direção Y

Obtidas as ações horizontais passa-se à distribuição das mesmas ao longo dos andares do edifício.

Como já foi dito, neste exemplo será considerado o procedimento de paredes isoladas, podendo ou não ser considerada a atuação das abas ou flanges nas paredes estruturais. Segundo estudos realizados verifica-se que as tensões devido à flexão quando da consideração das abas são bem menores que as não considerando estes trechos, o que gera maior economia [ACCETTI (1998)].

De acordo com a eq. (3.4), a medida do comprimento das abas, trechos perpendiculares aos painéis de contraventamento, é dada por:

- Seção T ou I $b_f \leq \begin{cases} h/12 \\ \text{ou} \\ 6t = 6 \times 0,14 = 0,84\text{m} \end{cases}$

Pavimento	h (m)	b _f (m)
1	8,40	0,70
2	5,60	0,47
3	2,80	0,23
4	0	0

- Seção L ou C $b_f \leq \begin{cases} h/16 \\ \text{ou} \\ 6t = 6 \times 0,14 = 0,84\text{m} \end{cases}$

Pavimento	h (m)	b _f (m)
1	8,40	0,53
2	5,60	0,35
3	2,80	0,18
4	0	0

Na figura (4.8) encontram-se definidos os painéis de contraventamento e o comprimento adotado para as abas.

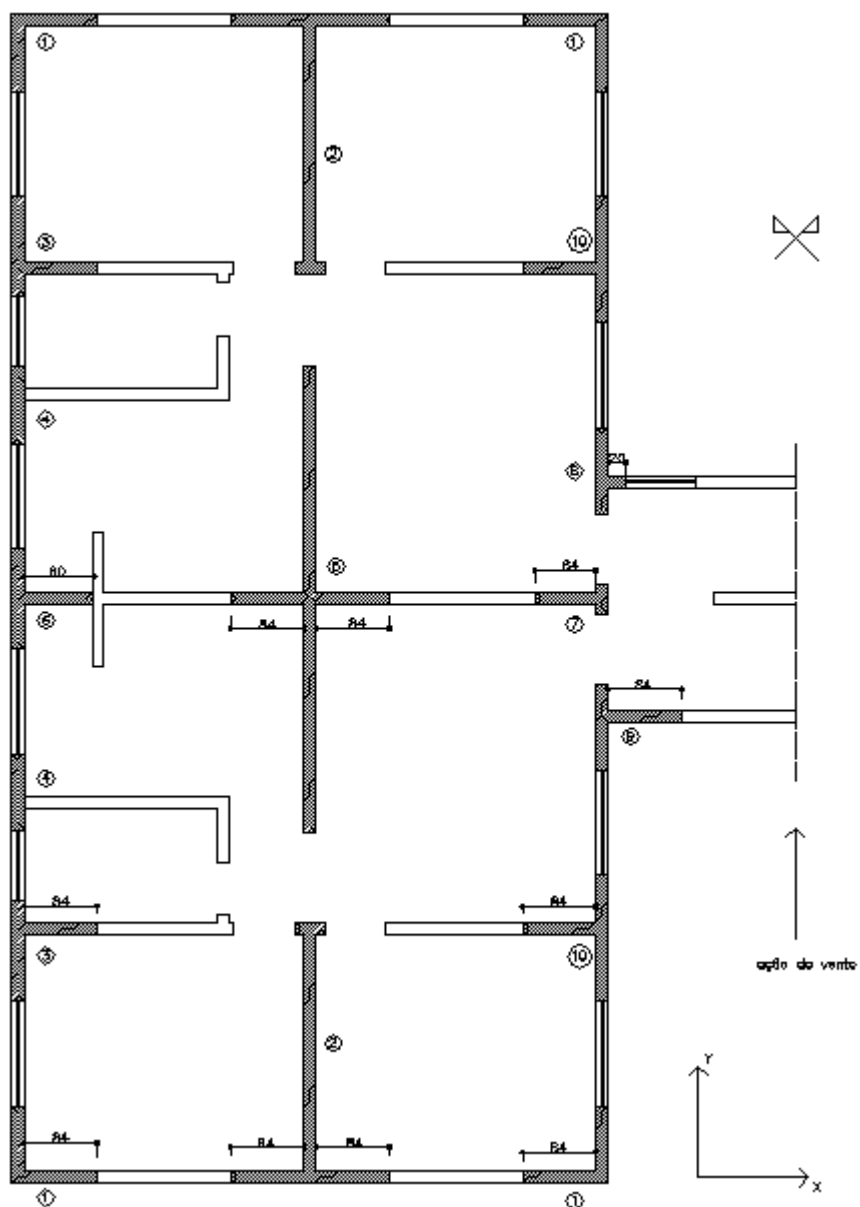


Figura 4.8 – Representação dos painéis de contraventamento e das abas

Como o edifício em estudo é uma estrutura simétrica, a distribuição das forças laterais é feita proporcionalmente à rigidez de cada parede, a qual depende da sua inércia, da altura e do tipo de vinculação do painel.

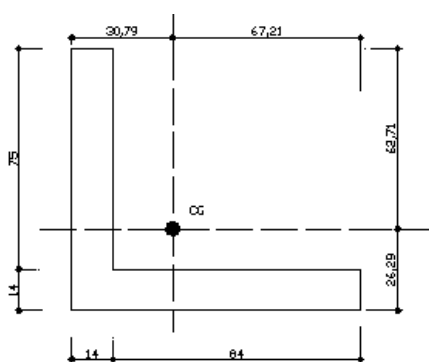
No cálculo da rigidez relativa dos painéis foi considerado um valor constante para as abas igual a 0,84 m, no máximo. Na prática não é comum a alteração das abas ao longo da altura do edifício, pois em edifícios altos, ela se dá apenas nos últimos pavimentos, e, em edifícios baixos, a ação do vento não é significativa [ACCETTI (1998)].

Neste caso, por se ter paredes com rigidez constante ao longo da altura, a rigidez corresponde ao seu próprio momento de inércia (I).

Deve-se salientar que os resultados apresentados referem-se à metade da área da edificação já que se trata de uma estrutura simétrica.

Para exemplificar os cálculos foi escolhido o painel 1, sendo o procedimento análogo para os demais (tabela 4.6).

Ex.: Painel 1 - (4x)



$$X_{CG} = \frac{14 \times (75 \times 7 + 98 \times 49)}{14 \times (84 + 89)} = 30,79 \text{ cm}$$

$$Y_{CG} = \frac{14 \times (75 \times 51,5 + 98 \times 7)}{14 \times (84 + 89)} = 26,29 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{14 \times 75^3}{12} + 14 \times 75 \times 25,21^2 + \frac{98 \times 14^3}{12} + 98 \times 14 \times 19,29^2$$

$$I_x = 1.692.445 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{75 \times 14^3}{12} + 14 \times 75 \times 23,79^2 + \frac{14 \times 98^3}{12} + 14 \times 98 \times 18,21^2$$

$$I_y = 2.164.431 \text{ cm}^4$$

$$I_{xy} = \bar{I}_{xy} + d_x d_y A$$

$$I_{xy} = 0 + (-19,29) \times (13,71) \times (14 \times 89) + (-23,29) \times (29,71) \times (14 \times 84) = -1.160.722 \text{ cm}^4$$

A seção transversal de alguns painéis não é simétrica, sendo necessário definir o produto de inércia para cálculo das tensões devidas ao momento fletor atuante. Conforme será demonstrado no cálculo das tensões extremas do painel 1.

Tabela 4.6 – Propriedades geométricas dos painéis

Painel	XG (cm)	YG (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _{xy} (cm ⁴)
1	30,79	26,29	1.692.445	2.164.431	-1.160.722
2	91,00	105,76	71.265.759	7.140.924	0
3	27,79	67,61	2.170.858	2.343.251	829.436
4	7,00	44,50	822.463	20.351	0
5	91,00	267,00	177.690.604	7.152.236	0
6	27,79	57,00	1.747.676	2.343.251	0
7	56,12	17,00	65.063	1.512.835	0
8	9,86	47,40	1.172.986	99.291	-49.500
9	29,49	55,24	1.250.629	2.241.634	389.671
10	25,05	68,32	3.577.130	2.507.727	-363.941

Desta forma, obtidos os momentos de inércia de cada painel, pode-se definir a rigidez da edificação quando a ação horizontal (vento) estiver atuando na direção Y.

$$\sum I = 4I_1 + 2(I_2 + I_3 + I_4 + I_{10}) + I_5 + I_6 + I_7 + I_8 + I_9 = 344.369.158 \text{ cm}^4$$

Consequentemente, a rigidez relativa de cada painel através da eq. (3.8) cujos resultados obtidos encontram-se na tabela (4.7).

Tabela 4.7 – Rigidez relativa dos painéis

Painel	I_x (cm ⁴)	R_i
1	1.692.445	0,00491
2	71.265.759	0,20695
3	2.170.858	0,00630
4	822.463	0,00239
5	177.690.604	0,51599
6	1.747.676	0,00508
7	65.063	0,00019
8	1.172.986	0,00341
9	1.250.629	0,00363
10	3.577.130	0,01039

Como a rigidez obtida de $\sum I = 344.369.158 \text{ cm}^4$ refere-se a apenas metade da edificação, deve-se lembrar que as ações sobre cada painel, determinadas pela eq. (3.9), devem ser reduzidas à metade. Como feito no exemplo a seguir.

Distribuição da ação horizontal devida a ação do vento no painel 1 ao nível de cada andar:

$$F_i = F_{\text{vento}} \times R_i \quad [3.9]$$

1º pavto.: $F_1 = (0,00491 \times 27,73) / 2 = 0,068 \text{ kN}$;

2º pavto.: $F_1 = (0,00491 \times 28,44) / 2 = 0,070 \text{ kN}$;

3º pavto.: $F_1 = (0,00491 \times 32,11) / 2 = 0,079 \text{ kN}$;

4º pavto.: $F_1 = (0,00491 \times 16,82) / 2 = 0,041 \text{ kN}$.

Os resultados dos demais painéis encontram-se na figura (4.9).

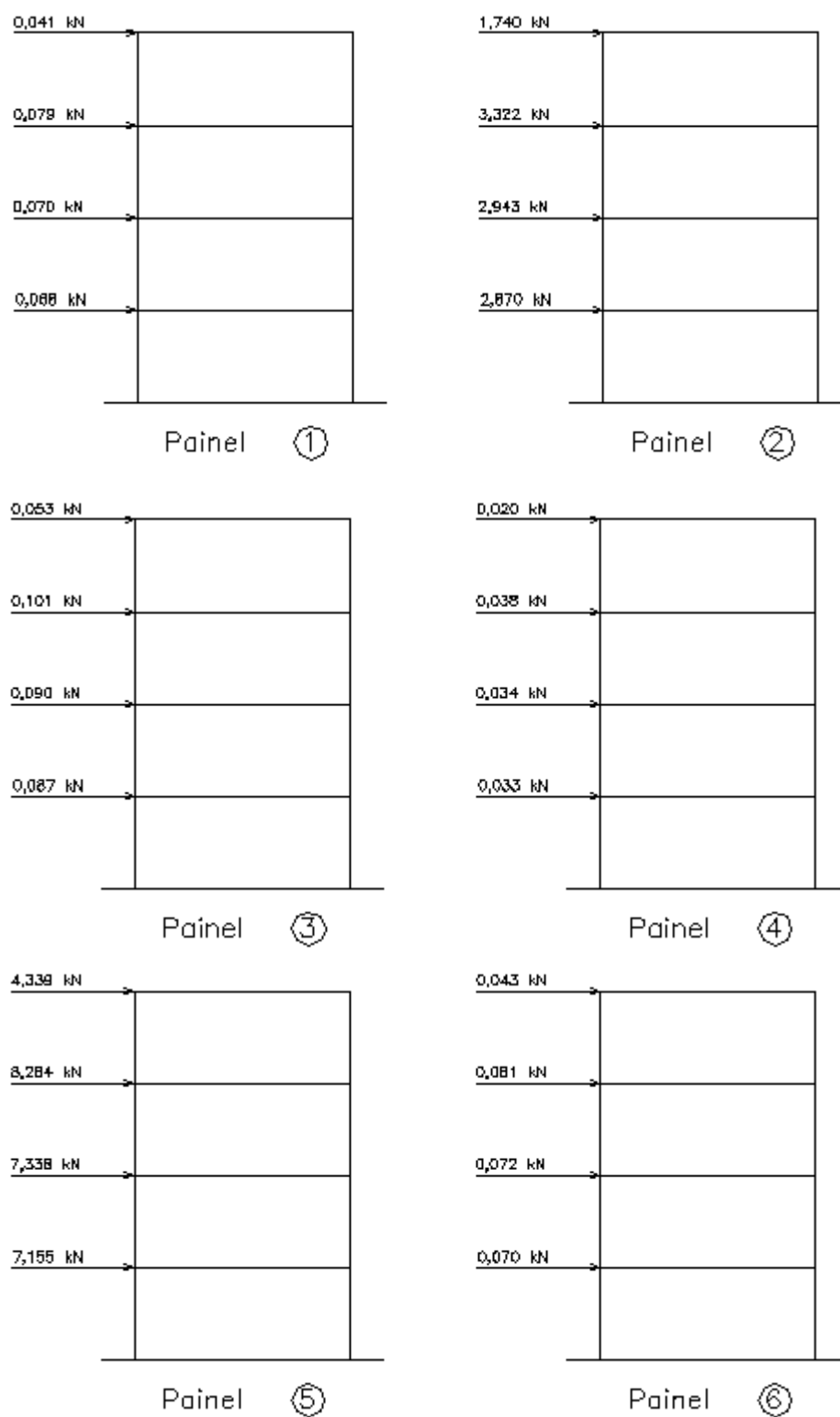


Figura 4.9 – Distribuição da ação horizontal devida a ação do vento nos painéis

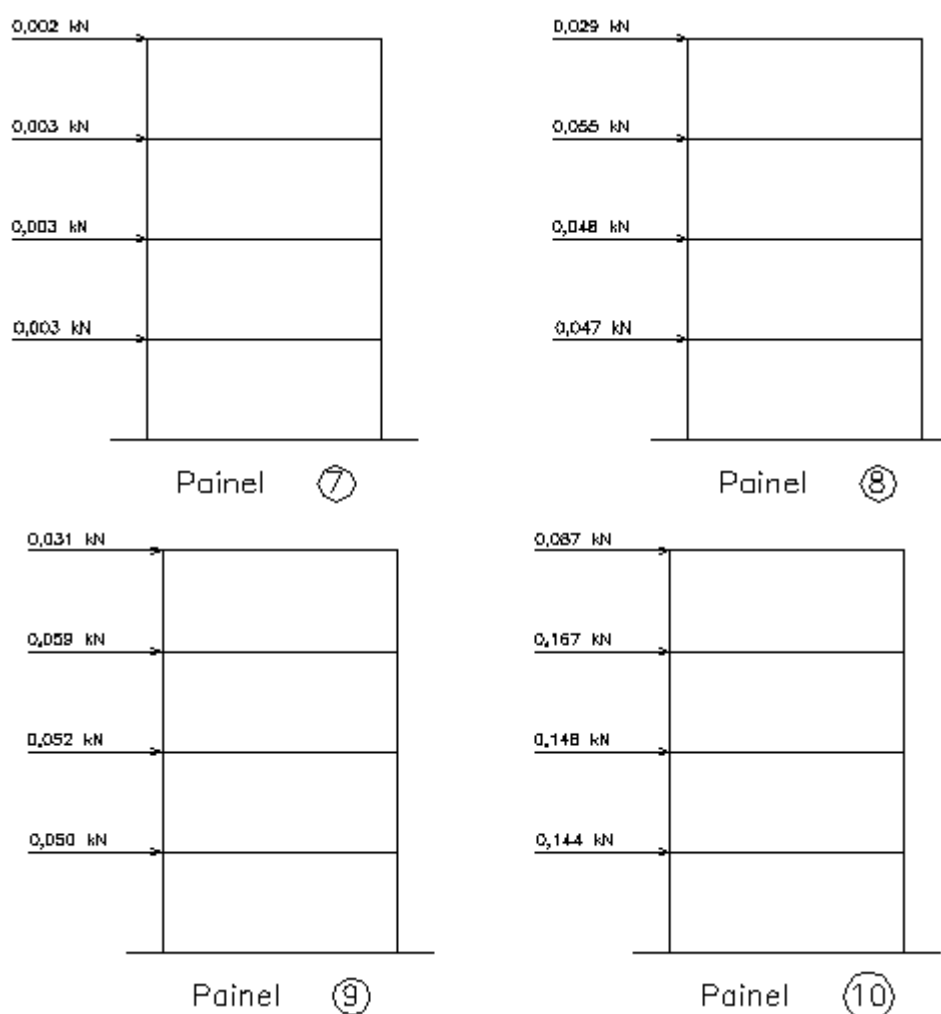


Figura 4.9 – Distribuição da ação horizontal devida a ação do vento nos painéis (continuação)

Observa-se que, alguns painéis, por exemplo o painel 7, não contribuem de forma significativa na absorção dos esforços horizontais. Portanto, estas paredes de dimensões menores poderiam ser excluídas. Neste trabalho optou-se em mantê-las.

Através das ações pode-se calcular os esforços solicitantes (tabela 4.8)e, conseqüentemente, as tensões normais e de cisalhamento na base dos painéis.

Vale salientar que a expressão (3.10) apresentada no capítulo 3 e utilizada na publicação de ACCETTI (1998) só é válida para seções transversais simétricas quando sujeitas à ação de momento fletor. Portanto, as tensões foram obtidas através da eq. (4.5), clássica expressão da resistência dos materiais.

Por exemplo, no painel 1 (figura 4.10) tem-se:

Painel 1

1. Momento fletor na base (tabela 4.8):

$$M = 1,71 \text{ kN.m}$$

2. Tensões normais na base dos painéis são dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{S} - \left(\frac{M_y I_x + M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \right) x + \left(\frac{M_x I_y + M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \right) y \quad [4.5]$$

neste caso, com $N=M_y=0$ tem-se:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x I_y - I_{xy}^2} [(-I_{xy})x + (I_y)y]$$

$$f_{dlv,f} = \frac{171}{(1.692.445)(2.164.431) - (-1.160.722)^2} [-(-1.160.722)x + (2.164.431)y]$$

Tensão no ponto 1: $x = -30,79 \text{ cm}$; $y = -26,29 \text{ cm}$

$$f_{dlv,f(1)} = -6,84 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^2 = -68 \text{ kN/m}^2$$

Tensão no ponto 2: $x = -16,79 \text{ cm}$; $y = 62,71 \text{ cm}$

$$f_{dlv,f(2)} = 8,58 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^2 = 86 \text{ kN/m}^2$$

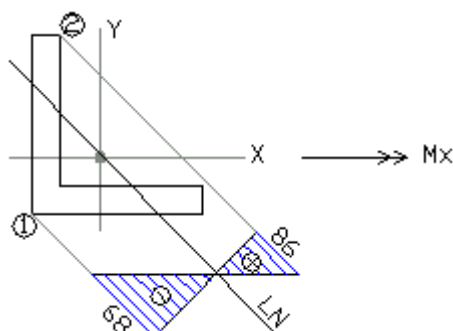


Figura 4.10 - Diagrama de tensão (kN/m²) devida ao momento fletor atuante na base do painel 1 (1º pavto.)

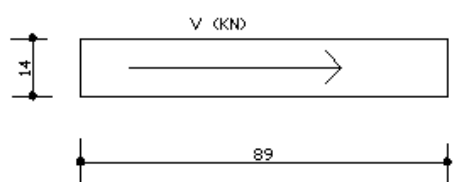
Assim, determinou-se as tensões normais em todos os painéis cujos resultados encontram-se na tabela (4.8). Para os painéis com seção transversal assimétrica, como a do painel 1, considerou-se a maior tensão extrema obtida, já que são estas as utilizadas no dimensionamento dos elementos estruturais e, conseqüentemente, para a verificação da segurança.

Tabela 4.8 – Esforços solicitantes e tensões na base dos painéis devidas à ação horizontal (1º pavto.)

Painel	Parede	Cortante (kN)	Mom. Fletor (kN.m)	τ_{alv} (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)
1	PY1	0,258	1,71	2	± 86
2	PY12	10,875	71,91	26	± 194
3	PY2	0,331	2,19	2	± 70
4	PY3	0,126	0,83	1	± 45
5	PY13/PY14	27,115	179,30	36	± 269
6	PY4	0,267	1,76	2	± 58
7	PY19	0,010	0,07	0	± 17
8	PY20	0,179	1,18	1	± 52
9	PY18	0,191	1,26	1	± 55
10	PY17	0,546	3,61	3	± 75

1. τ_{alv} - Tensão de cisalhamento devida ao vento ($\tau_{alv} = V / d \times t_e$);
2. $f_{alv,f}$ - Tensão máxima devida à flexão (ação do vento) [eq.: 4.5].

As tensões de cisalhamento (τ_{alv}) devidas às forças laterais oriundas da ação do vento e devidamente distribuídas em cada parede, como se vê na tabela (4.8) - esforço cortante, V , foram calculadas sobre a seção retangular cheia de espessura (t_e) equivalente da parede. Por exemplo, para o painel 1 tem-se:



O diagrama mostra uma seção retangular com uma altura de 14 e um comprimento de 89. Uma seta horizontal indica a aplicação de uma força cortante V (kN) no centro da seção.

$$\tau_{alv} = \frac{V}{d \times t_e} = \frac{0,258}{89 \times 14} = 2 \text{ kN/m}^2$$

Figura 4.11 – Área de atuação do esforço cortante

4.3.3 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES TOTAIS AO LONGO DO EDIFÍCIO

Conforme capítulo anterior, as forças laterais e momentos fletores atuantes em cada direção do prédio devem ser distribuídos na alvenaria resistente de cada pavimento determinado, juntamente com as forças verticais devidas às cargas permanentes e acidentais, os esforços solicitantes em cada parede, que serão utilizados na verificação da segurança dos elementos da estrutura.

Para distribuir estas ações totais considerar-se-á os *dois procedimentos* para *distribuição das ações verticais* e o procedimento de *paredes isoladas* para *distribuição das ações horizontais*. Deste modo, foram feitas as seguintes considerações:

1. Tensões combinadas de flexão (vento na direção Y) e compressão (cargas verticais), considerando para a *distribuição das ações verticais* o procedimento de *paredes isoladas*).

Nível	Parede	$f_{alv,c}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,c} + f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$ (kN/m ²)
1º	PX1/PX15	-271	0	-271	-203
	PX2/PX12	-486	0	-486	-364
	PX3/PX13	-1.051	0	-1.051	-788
	PX4/PX14	-441	0	-441	-330
	PX6/PX10	-530	0	-530	-397
	PX7	-1.274	0	-1.274	-956
	PX9(a)	-485	0	-485	-363
	PX9(b)	-414	0	-414	-311
	PY1/PY7	-394	86	-480	-210
	PY2/PY6	-446	70	-516	-264
	PY3/PY5	-605	45	-650	-409
	PY4	-600	58	-658	-392
	PY12/PY15	-368	194	-562	-82
	PY13/PY14	-451	269	-720	-69
	PY16/PY22	-394	82	-476	-214
	PY17/PY21	-452	75	-527	-264
	PY18	-477	55	-532	-303
	PY19	-1.107	17	-1.124	-813
	PY20	-477	52	-529	-306

Para analisar os resultados obtidos é necessário definir alguns parâmetros adotados, um deles são as porcentagens de carga permanente e variável em relação à carga total ($Q/G+Q$). Pela equação (3.35) do capítulo 3 ($f_{alv,f} - 0,75f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t}$) verifica-se que a NBR 10837 / 1989 está implicitamente admitido que 75% das cargas são permanente; o que definiu os resultados obtidos na coluna ($f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$).

A coluna ($f_{alv,c}$) representa a tensão de compressão simples, ou seja, tensão devido ao carregamento vertical distribuído segundo o processo de paredes isoladas, cujos resultados foram retirados da tabela (4.2).

A coluna ($f_{alv,c} + f_{alv,f}$) representa as tensões de compressão devidas à flexo-compressão, resultantes da combinação das ações permanentes diretas, das ações variáveis acidentais (verticais, por exemplo a sobrecarga) e da ação do vento.

A coluna ($f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$) representa o alívio nas tensões de compressão provocado pela combinação das tensões de compressão devidas às ações permanentes diretas com as de flexão devidas à ação do vento.

Assim, resultados positivos na coluna ($f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$) indicariam ocorrência de tração em determinado trecho da parede. A armação dessas paredes seria necessária caso a tensão de tração superasse os valores admissíveis recomendados pela NBR 10837 (1989). Conforme será demonstrado no próximo item deste capítulo.

Observando os resultados, verifica-se que nenhuma parede apresenta tração.

- 2.** Tensões combinadas de flexão (vento) e compressão (cargas verticais), considerando para a *distribuição das ações verticais* o procedimento de *grupos isolados de paredes*.

Nível	Parede	$f_{alv,c}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,c} + f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$ (kN/m ²)
1º	PX1/PX15	-337	0	-337	-252
	PX2/PX12	-436	0	-436	-327
	PX3/PX13	-337	0	-337	-252
	PX4/PX14	-482	0	-482	-362
	PX7	-611	0	-611	-458
	PX9(a)	-491	0	-491	-368
	PX9(b)	-468	0	-468	-351

Continuação (situação 2):

Nível	Parede	$f_{alv,c}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,c} + f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$ (kN/m ²)
	PY1/PY7	-337	86	-423	-166
	PY2/PY6	-436	70	-506	-257
	PY3/PY5	-605	45	-650	-409
	PY4	-491	58	-549	-310
	PY12/PY15	-337	194	-531	-58
	PY13	-468	269	-737	-82
	PY14	-491	269	-573	-99
	PY16/PY22	-337	82	-412	-170
	PY17/PY21	-482	75	-537	-287
	PY18	-517	55	-534	-333
	PY19	-468	17	-520	-334
	PY20	-611	52	-663	-406

As mesmas observações feitas na situação 1, referente a definição das porcentagens de carga permanente e variável em relação à carga total devem ser consideradas nesta situação.

Vale salientar que a coluna ($f_{alv,c}$) refere-se à tensão devida ao carregamento vertical distribuído segundo o processo de grupos isolados de paredes, cujos resultados foram retirados da tabela (4.3).

Observando os resultados, verifica-se que houve uma grande redução das tensões de compressão em algumas paredes, em virtude da redistribuição de cargas, conforme explicado no item 4.3.1 quando é feita a consideração dos grupos isolados. Ocorreu transmissão de ações de uma parede para outra, o que aliviou as paredes muito carregadas e acrescentou tensões em outras menos carregadas.

Portanto, os resultados mostram que a consideração de grupos isolados de paredes gera maior economia, o que confirma a teoria do capítulo 3. Sendo que este procedimento aproxima melhor o modelo de cálculo da situação real existente.

4.3.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS PAREDES

Neste item será feita a verificação da segurança das paredes conforme os resultados obtidos no primeiro pavimento desta edificação. Analisar-se-á em particular as paredes mais solicitadas de acordo com as situações 1 e 2.

a) VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

A tensão de cisalhamento admissível, conforme as recomendações da NBR 10837 (1989) - tabela (3.1), depende da resistência à compressão da argamassa de assentamento (f_a).

Admitindo que a resistência média da argamassa está entre $5,0\text{MPa} \leq f_a \leq 12,0\text{MPa}$, uma vez que para alvenaria estrutural é comum utilizar argamassa de traço em volume 1:2:6 (cimento: cal: areia) cuja resistência média é de 6 MPa (conforme ensaios realizados no LAEES / UFMG – Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG); a verificação prevista pela norma NBR 10837 seria comparar os resultados da tensão de cisalhamento (τ_{div}), definidos na tabela 4.8, com $\bar{\tau}_{div} = 0,15\text{MPa} = 150\text{kN/m}^2$ (tabela 3.1 – alvenaria não-armada).

A tabela (4.8) mostra que a máxima tensão de cisalhamento nas paredes da edificação é inferior à tensão de cisalhamento admissível para a argamassa de assentamento prevista. Sendo que a maior tensão de cisalhamento ocorreu em PY13 / PY14 de valor igual a 36 kN/m², 76% menor que a tensão admissível.

b) VERIFICAÇÃO À TRAÇÃO

A tensão de tração analisada é normal a fiada (figura 3.14 do capítulo 3) e o seu valor admissível, que depende da resistência à compressão da argamassa de assentamento (admitida igual a 6 MPa), deve ser inferior a $\bar{f}_{alv,t} = 0,10 \text{ MPa} = 100 \text{ kN/m}^2$ (tabela 3.1).

Portanto, a verificação é feita através da comparação dos resultados obtidos na coluna ($f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$) com a tensão de tração admissível ($\bar{f}_{alv,t}$), ou seja:

$$f_{alv,f} - 0,75f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t} = 0,10 \text{ MPa} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad [4.6]$$

Nenhuma parede apresentou tração.

c) VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO

Esta é, em geral, a verificação determinante nas estruturas de alvenaria. As tensões de compressão admissíveis, no entanto, são funções da resistência do prisma (f_p), item 3.6.1 do capítulo 3. Assim, se verá a seguir a determinação de f_p de acordo com a eficiência e a resistência média à compressão do bloco (f_b) utilizado.

Adotando uma eficiência $\eta = 0,8$, relação entre a resistência do prisma (f_p) e a resistência média do bloco (f_b) (item 3.6.1 do capítulo 3), e admitindo que foram utilizados em todos os pavimentos blocos com resistência média à compressão $f_b = 5,5 \text{ MPa}$, por ser usual em edifícios de quatro pavimentos, calcula-se a resistência do prisma:

$$f_p = \eta \times f_b = 0,80 \times 5,5 = 4,40 \text{ MPa} \quad [4.7]$$

1) TENSÃO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Conforme tabela 3.1 do capítulo 3 a tensão de compressão admissível é obtida através da expressão (4.8):

$$\bar{f}_{\text{alv,c}} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad [4.8]$$

f_p é a resistência média na área bruta de, no mínimo, 12 prismas de dois blocos superpostos, executados com blocos e argamassa iguais aos que serão efetivamente usados na estrutura, ensaiados aos 28 dias ou na idade na qual a estrutura estará submetida ao carregamento total;

$$\left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad [4.9]$$

como descrito no capítulo 3, é um coeficiente de instabilidade, função da esbeltez da parede (h/t), sendo h e t a altura efetiva e a espessura efetiva da parede, respectivamente.

Para parede convenientemente travada lateralmente no topo e na base, como acontece neste edifício, pelo efeito das lajes rígidas, a altura efetiva é a própria distância entre eixos das lajes. E sendo a espessura efetiva das paredes sem enrijecedor a espessura do próprio bloco, sem consideração do revestimento, para o exemplo deste trabalho, com $h=280$ cm e $t = 14$ cm, tem-se:

$$\bar{f}_{\text{alv,c}} = 0,175 f_p = 0,175 \times 4,40 = 0,77 \text{ MPa} = 770 \text{ kN/m}^2 \quad [4.10]$$

Portanto, observando os resultados da coluna ($f_{\text{alv,c}}$) obtidos na situação 1, verifica-se que a máxima tensão de compressão (1º pavimento) nas paredes PX3,

PX7, PX13 e PY19 é superior à tensão de compressão admissível. Sendo, neste caso, necessário utilizar um bloco com resistência média superior a adotada (maior que 5,5 MPa).

As demais paredes, nas duas situações, apresentaram tensão inferior à admissível, ou seja, para estas paredes o bloco de resistência média 5,5 MPa e uma eficiência de 0,80 atendem às recomendações da NBR 10837 (1989) no que se refere às solicitações de compressão simples.

2) TENSÃO DE COMPRESSÃO ADMISSÍVEL DEVIDA À FLEXÃO SIMPLES

De acordo com a tabela 3.1 do capítulo 3, tem-se:

$$\bar{f}_{\text{alv},f} = 0,30 f_p = 0,30 \times 4,40 = 1,32 \text{ MPa} = 1.320 \text{ kN/m}^2 \quad [4.11]$$

que também depende da resistência do prisma (f_p).

Comparando os resultados obtidos na coluna ($\bar{f}_{\text{alv},f}$) das duas situações com a tensão de 1.320 kN/m², verifica-se que os resultados obtidos são menores que o valor admissível.

3) TENSÕES COMBINADAS DE COMPRESSÃO E FLEXÃO

Além de serem atendidas as tensões admissíveis de compressão axial simples e de compressão na flexão simples, para solicitações combinadas que geram flexão composta (excentricidade de carga, por exemplo), segundo a NBR 10837 (1989) deverá ser verificada a seguinte inequação:

$$\frac{f_{\text{alv,c}}}{\bar{f}_{\text{alv,c}}} + \frac{f_{\text{alv,f}}}{\bar{f}_{\text{alv,f}}} \leq 1,0 \quad [4.12]$$

No caso específico das solicitações devidas às cargas permanentes e acidentais, combinadas com a ação do vento, a referida norma permite um acréscimo de 33% nas tensões na alvenaria, desde que as tensões de serviço devidas às cargas permanentes e acidentais não ultrapassem $\bar{f}_{\text{alv,c}}$, definida pela expressão (4.10).

Assim:

$$\frac{f_{\text{alv,c}}}{\bar{f}_{\text{alv,c}}} + \frac{f_{\text{alv,f}}}{\bar{f}_{\text{alv,f}}} \leq 1,33 \quad [4.13]$$

Através dos resultados apresentados nos dois procedimentos verifica-se que a maior tensão de compressão considerando as ações combinadas (coluna $f_{\text{alv,c}} + f_{\text{alv,f}}$ das tabelas) ocorreu na parede PY19 quando da consideração de paredes isoladas para distribuição das ações verticais. Portanto, para simplificação dos cálculos e para análise da pior situação será feita a verificação desta parede.

Na situação 1, tem-se:

$$\frac{1.107}{770} + \frac{17}{1.320} = 1,45 > 1,33 \quad [4.14]$$

sendo superior ao valor admissível. Recomenda-se utilizar um bloco com a resistência média superior a 5,5 MPa.

Na situação 2 o resultado é menor (igual a 0,62), já que houve uma redução da $f_{\text{alv,c}}$ em virtude da redistribuição das cargas verticais permanentes.

Desta forma, vê-se pelo exemplo, que a resistência média do bloco de 5,5 MPa para todos os pavimentos com um fator de eficiência de 0,80 não são suficientes para atender às recomendações da NBR 10837 (1989) quando da consideração de paredes isoladas na distribuição das cargas verticais.

Observa-se, desta forma, que os resultados obtidos em cada procedimento para distribuição das ações verticais leva a diferenças apreciáveis nas cargas das paredes, e ,consequentemente, nas tensões, podendo afetar de maneira significativa a economia. Ficou evidente que o processo de grupos isolados de paredes leva a projetos mais econômicos.

4.4 EDIFÍCIO COM 8 (OITO) PAVIMENTOS

4.4.1 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

Para distribuição das ações verticais ao longo das paredes estruturais do edifício adotou-se os mesmos procedimentos estabelecidos no item 4.3.1. Mantendo-se as mesmas nomenclaturas definidas na figura 4.3 e quanto aos grupos de paredes conforme figura 4.12, seguindo os mesmos critérios do item 4.3.1. Os resultados obtidos em cada procedimento encontram-se nas tabelas abaixo conforme a situação considerada.

1. PROCEDIMENTO: **Paredes isoladas.**

Parede	Comprimento (m)	Carga 1º pavto. (kN/m)	Tensão 1º pavto. (kN/m ²)
PX1/PX15	6,54	-75,84	-541,71
PX2/PX12	2,40	-136,00	-971,43
PX3/PX13	0,34	-294,24	-2.101,71
PX4/PX14	2,40	-123,36	-881,14
PX6/PX10	3,29	-122,21	-872,93
PX7	0,20	-291,09	-2.079,21
PX9(a)	3,27	-135,68	-969,14
PX9(b)	3,27	-116,00	-828,57
PY1/PY7	0,89	-110,40	-788,57
PY2/PY6	1,14	-124,80	-891,43
PY3/PY5	0,89	-169,36	-1.209,71
PY4	1,14	-168,08	-1.200,57
PY12/PY15	2,70	-103,04	-736,00
PY13/PY14	2,60	-126,32	-902,29
PY16/PY22	0,89	-110,40	-788,57
PY17/PY21	1,44	-126,48	-903,43
PY18/PY20	0,99	-133,60	-954,29
PY19	0,34	-248,02	-1.771,57

COMP. TOTAL DAS ALV. PORTANTES = 115,90 m
 PESO TOTAL DA EDIFICAÇÃO (ALV. PORT.) = -13.634,64 kN

2. PROCEDIMENTO: **Grupos isolados de paredes.**

Distribuição das ações verticais no 1º andar.

Pavto.	Grupo	Comprimento (m)	Carga grupo (kN)	Carga grupo (kN/m)	Tensão (kN/m ²)
1º	G1/G13	11,36	-1.070,76	-94,26	-673,26
	G2/G11	3,84	-468,67	-122,05	-871,79
	G3/G12	3,54	-478,20	-135,08	-964,88
	G4/G10	0,89	-150,73	-169,36	-1.209,71
	G5	1,19	-190,48	-160,07	-1.143,35
	G6/G9	4,28	-534,33	-124,84	-891,75
	G7	6,21	-792,08	-127,55	-911,06
	G8	7,01	-963,72	-137,48	-981,98

COMPARAÇÃO DOS DOIS PROCEDIMENTOS ADOTADOS (para o 1º pavto.)

Grupo	Parede	Procedimento	Tensão (kN/m ²)	Variações (%)
G1/G13	PX1	paredes isoladas	541,71	24,28
		grupos s/ interação	673,26	
	PX3	paredes isoladas	2.101,71	-67,97
		grupos s/ interação	673,26	
	PY1	paredes isoladas	788,57	-14,62
		grupos s/ interação	673,26	
PY12	paredes isoladas	736,00	-8,52	
	grupos s/ interação	673,26		
PY16	paredes isoladas	788,57	-14,62	
	grupos s/ interação	673,26		
G2/G11	PX2	paredes isoladas	971,43	-21,48
		grupos s/ interação	762,81	
	PY2	paredes isoladas	891,43	-14,43
grupos s/ interação	762,81			
G3/G12	PX4	paredes isoladas	881,14	-4,18
		grupos s/ interação	844,27	
	PY17	paredes isoladas	903,43	-6,55
grupos s/ interação	844,27			

COMPARAÇÃO DOS DOIS PROCEDIMENTOS ADOTADOS (continuação)

Grupo	Parede	Procedimento	Tensão (kN/m ²)	Variações (%)
G4/G10	PY3	paredes isoladas	1.209,71	
		grupos s/ interação	1.209,71	0,00
G5	PX7	paredes isoladas	2.079,21	
		grupos s/ interação	1.143,35	-45,01
G5	PY18	paredes isoladas	954,29	
		grupos s/ interação	1.143,35	19,81
G6/G9	PX6	paredes isoladas	872,93	
		grupos s/ interação	891,75	2,16
G6/G9	PY18	paredes isoladas	954,29	
		grupos s/ interação	891,75	-6,55
G7	PX9(b)	paredes isoladas	828,57	
		grupos s/ interação	911,06	9,96
	PY13	paredes isoladas	902,29	
grupos s/ interação		911,06	0,97	
G7	PY19	paredes isoladas	1.771,57	
		grupos s/ interação	911,06	-48,57
G8	PX9(a)	paredes isoladas	969,14	
		grupos s/ interação	981,98	1,32
	PY4	paredes isoladas	1.200,57	
grupos s/ interação		981,98	-18,21	
G8	PY14	paredes isoladas	902,29	
		grupos s/ interação	981,98	8,83

Os resultados das comparações entre os procedimentos adotados (paredes isoladas, grupos isolados de paredes) mostram mais uma vez que as variações foram significativas comprovando a influência da forma de tratamento do sistema estrutural nos valores das cargas, conforme o exposto no item 4.3.1.

Em termos de tensões, verifica-se que a diferença da tensão de compressão das paredes mais carregadas (PX3/PX13) e as menos carregadas (PX1/PX15) é de 74%. Ao se considerarem grupos isolados não há diferença entre as mesmas.

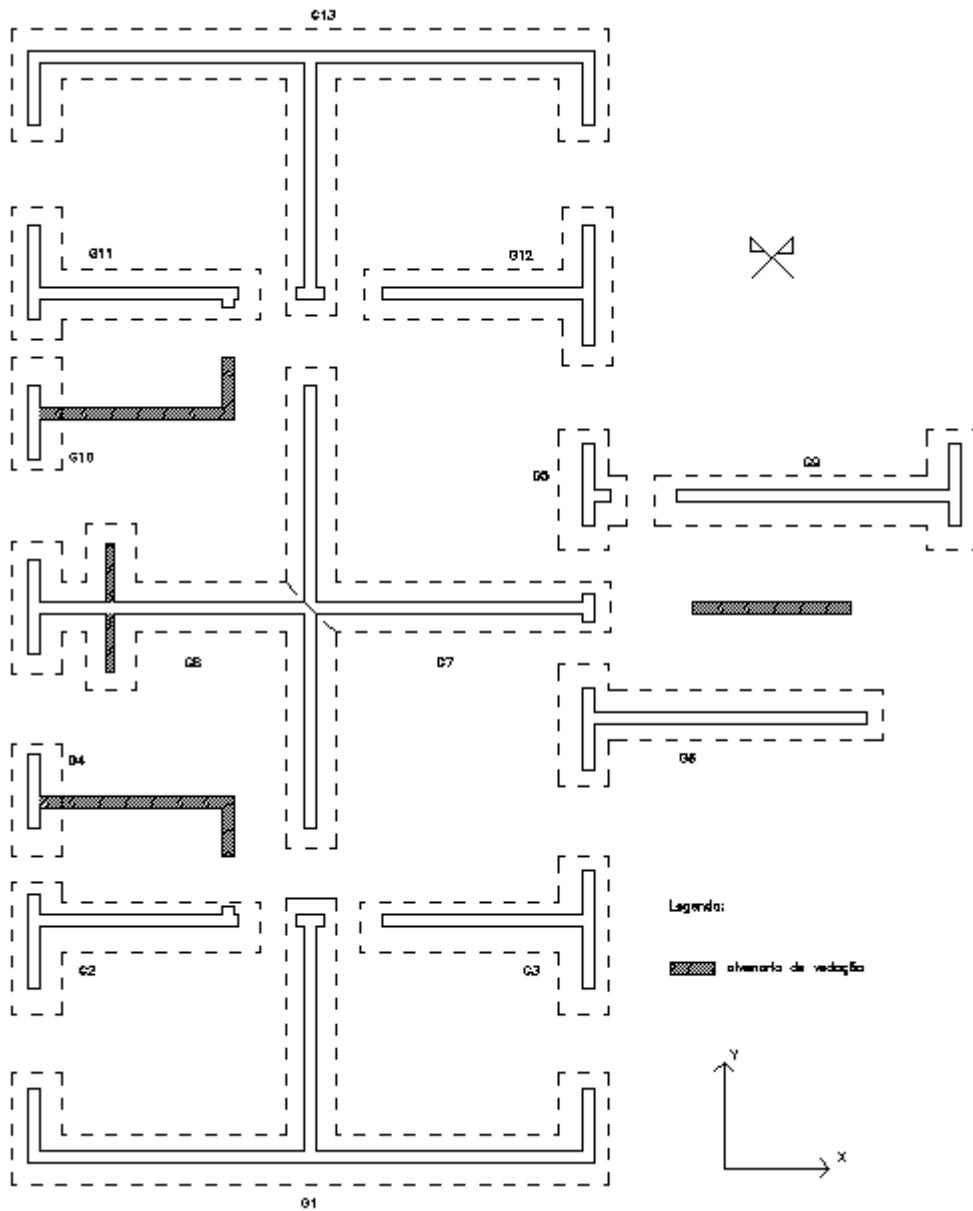


Figura 4.12 – Definição dos grupos de paredes

4.4.2 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Os parâmetros necessários para a determinação das ações horizontais foram retirados da NBR 6123 conforme definido no item 4.2.2.

O fator S_2 , que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, foi definido de acordo com a classe B pois a maior dimensão vertical ou horizontal está entre 20 m e 50 m.

O coeficiente de arrasto (C_a) foi definido conforme o item 4.3.2 através da média entre os coeficientes para vento de alta e baixa turbulência, encontrando os valores $C_{a_y} = 1,10$ e $C_{a_x} = 0,98$.

Os valores das forças devidas ao vento ao nível de cada andar encontram-se na tabela (4.9).

Tabela 4.9 – Forças devidas ao vento ao nível de cada andar

Nível	Cota (m)	S_2	v_k (m/s)	q (kN/m ²)	FX (kN)	FY (kN)
1	2,80	0,79	30,020	0,552	20,28	30,51
2	5,60	0,80	30,400	0,567	20,80	31,29
3	8,40	0,85	32,300	0,640	23,48	35,32
4	11,20	0,87	33,060	0,670	24,60	37,00
5	14,00	0,89	33,820	0,701	25,74	38,72
6	16,80	0,91	34,580	0,733	26,91	40,48
7	19,60	0,93	35,340	0,766	28,11	42,28
8	22,40	0,94	35,720	0,782	14,36	21,60

Da mesma forma que no item 4.3.2 considerar-se-á a ação do vento em apenas uma direção, na direção Y (Figura (4.13)), para verificação da segurança dos elementos estruturais.

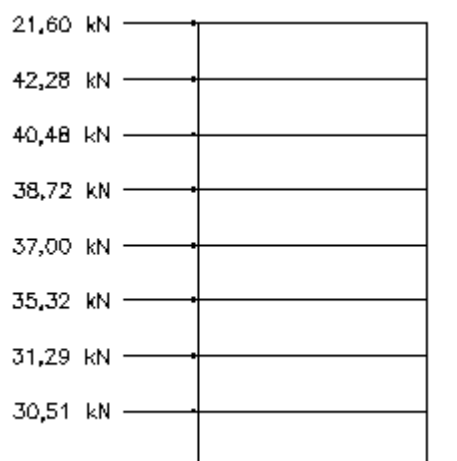


Figura 4.13 – Força de arrasto na direção Y

Obtidas as ações horizontais passa-se à distribuição das mesmas ao longo dos andares do edifício. É importante salientar que se considerou a contribuição das abas ou flanges nos painéis de contraventamento da mesma forma que no edifício de 4 (quatro) pavimentos. Outra consideração que deve ser feita é que, para *distribuição das ações horizontais*, utilizou-se o procedimento de *paredes isoladas*.

De acordo com a eq. (3.4) definiu-se o comprimento das abas:

$$\text{Seção T ou I } b_f \leq \begin{cases} h/12 \\ \text{ou} \\ 6t = 6 \times 0,14 = 0,84\text{m} \end{cases}$$

Pavimento	h (m)	b _f (m)
1	19,60	0,84
2	16,80	0,84
3	14,00	0,84
4	11,20	0,84
5	8,40	0,70
6	5,60	0,47
7	2,80	0,23
8	0	0

- Seção L ou C $b_f \leq \begin{cases} h/16 \\ \text{ou} \\ 6t = 6 \times 0,14 = 0,84\text{m} \end{cases}$

Pavimento	h (m)	B _f (m)
1	19,60	0,84
2	16,80	0,84
3	14,00	0,84
4	11,20	0,70
5	8,40	0,53
6	5,60	0,35
7	2,80	0,17
8	0	0

Para simplificação dos cálculos e pelos motivos expostos no item 4.3.2, na determinação da rigidez relativa dos painéis foi considerado um valor constante para as abas igual a 0,84 m no máximo.

Portanto, os painéis de contraventamento encontram-se definidos na figura (4.8).

Os resultados obtidos da distribuição das forças laterais, feita proporcionalmente à rigidez de cada parede, encontram-se na tabela (4.10). O roteiro de cálculo é o mesmo apresentado no item 4.3.2.

Tabela 4.10 - Esforços solicitantes e tensões na base dos painéis (1º pavto.)
devidos à ação horizontal

Pavto.	Painel	Fi (kN)	Cortante (kN)	Mom. Fleter (kN.m)	τ_{alv} (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)
1º	1	0,075	0,681	8,62	5	± 385
	2	3,157	28,681	362,80	69	± 979
	3	0,096	0,874	11,05	5	± 355
	4	0,036	0,331	4,19	3	± 227
	5	7,871	71,513	904,60	96	± 1.359
	6	0,077	0,703	8,90	4	± 290
	7	0,003	0,026	0,33	1	± 87
	8	0,052	0,472	5,97	3	± 261
	9	0,055	0,503	6,37	4	± 276
	10	0,158	1,440	18,21	7	± 378

1. τ_{alv} - Tensão de cisalhamento devida ao vento;
2. $f_{alv,f}$ - Tensão máxima devida à flexão (ação do vento).

4.4.3 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES TOTAIS AO LONGO DO EDIFÍCIO

Após determinar as ações verticais e horizontais atuantes nos elementos estruturais, passa-se para a distribuição das mesmas ao longo do edifício.

Para distribuir estas ações totais, foram feitas as mesmas considerações apresentadas para o exemplo de 4 (quatro) pavimentos, ou seja, os dois procedimentos para distribuição das ações verticais e o procedimento de paredes isoladas para distribuição das ações horizontais. Cujos resultados se encontram nas tabelas de acordo com o procedimento adotado.

Situação 1 – Tensões combinadas considerando o procedimento de paredes isoladas para distribuição das ações verticais e horizontais ao longo do edifício.

Nível	Parede	$f_{alv,c}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,c} + f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$ (kN/m ²)
1º	PX1/PX15	-542	0	-542	-406
	PX2/PX12	-971	0	-971	-729
	PX3/PX13	-2.102	0	-2.102	-1.576
	PX4/PX14	-881	0	-881	-661
	PX6/PX10	-873	0	-873	-655
	PX7	-2.108	0	-2.108	-1.581
	PX9(a)	-969	0	-969	-727
	PX9(b)	-829	0	-829	-621
	PY1/PY7	-789	385	-1.174	-206
	PY2/PY6	-891	355	-1.246	-314
	PY3/PY5	-1.210	227	-1.437	-680
	PY4	-1.201	290	-1.491	-610
	PY12/PY15	-736	979	-1.715	427
	PY13/PY14	-902	1.359	-2.261	682
	PY16/PY22	-789	385	-1.174	-206
	PY17/PY21	-903	378	-1.281	-300
	PY18	-954	276	-1.230	-440
	PY19	-1.772	87	-1.859	-1.242
	PY20	-954	261	-1.215	-455

As mesmas observações feitas na situação 1 do item 4.3.3, referente a definição das porcentagens de carga permanente e variável em relação à carga total e os demais parâmetros devem ser considerados neste item.

Situação 2 – Tensões combinadas considerando o procedimento de *grupos isolados de paredes para distribuição das ações verticais* ao longo do edifício.

Nível	Parede	$f_{alv,c}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,c} + f_{alv,f}$ (kN/m ²)	$f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$ (kN/m ²)
1°	PX1/PX15	-673	0	-673	-505
	PX2/PX12	-872	0	-872	-654
	PX3/PX13	-673	0	-673	-505
	PX4/PX14	-965	0	-965	-724
	PX6/PX10	-892	0	-892	-669
	PX7	-1.143	0	-1.143	-858
	PX9(a)	-982	0	-982	-736
	PX9(b)	-911	0	-911	-683
	PY1/PY7	-673	385	-1.058	-120
	PY2/PY6	-872	355	-1.227	-299
	PY3/PY5	-1.210	227	-1.437	-680
	PY4	-982	290	-1.272	-446
	PY12/PY15	-673	979	-1.652	474
	PY13	-911	1.359	-2.270	676
	PY14	-982	1.359	-2.341	623
	PY16/PY22	-673	385	-1.058	-120
	PY17/PY21	-965	378	-1.343	-346
	PY18	-1.143	276	-1.419	-582
	PY19	-911	87	-998	-596
	PY20	-892	261	-1.153	-408

Os cálculos foram realizados considerando o vento na direção X e Y. Observando os resultados obtidos no 1° pavimento, verificou-se que as maiores tensões ocorreram quando da consideração do vento na direção Y, no que se refere às tensões de flexo compressão e de tração, colunas ($f_{alv,c} + f_{alv,f}$) e ($f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$), respectivamente.

Portanto, para verificação da segurança serão analisados os resultados obtidos quando da consideração do vento na direção Y.

4.4.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS PAREDES

Considerando que a verificação da segurança para os quatro últimos pavimentos foi realizada no item 4.3.4, far-se-á a verificação das paredes do primeiro pavimento desta edificação, com análise particular das paredes mais solicitadas.

a) VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

As tensões de cisalhamento em cada painel ao nível do 1º andar encontram-se na tabela 4.10.

Admitindo argamassa de resistência média igual a 6 MPa. A tensão de cisalhamento admissível ($\bar{\tau}_{alv}$) é:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,15 \text{ MPa} = 150 \text{ kN/m}^2 \text{ (tabela 3.1 – alvenaria não-armada)}.$$

Assim, a tabela (4.10) mostra que a máxima tensão de cisalhamento nas paredes de contraventamento é inferior à tensão de cisalhamento admissível para a argamassa de assentamento prevista.

Porém, os resultados das tensões de tração em algumas paredes (PY12 , PY13/PY14) superaram a tensão admissível, conforme demonstrado no próximo item, neste caso, *para estas paredes* deve-se analisar os valores obtidos segundo a tabela 3.2 do capítulo 3 (Tensões admissíveis na *alvenaria armada*), cuja tensão de cisalhamento admissível é função da resistência do prisma.

Supondo que a resistência média dos blocos do 1º pavimento seja 9,0 MPa, 2º e 3º pavimentos com blocos de resistência média 7,5 MPa, e os demais com blocos de 5,5 MPa e que a eficiência é $\eta = 0,80$, pode-se definir a resistência do prisma para o 1º pavimento, equação (4.16).

$$\eta = \frac{f_p}{f_b} \Rightarrow 0,80 = \frac{f_p}{9,0} \Rightarrow f_p = 7,20 \text{ MPa} \quad [4.16]$$

Portanto, para estas paredes (PY12 , PY13/PY14) cuja tensão de tração ultrapassou a admissível, a tensão de cisalhamento admissível, considerando a alvenaria armada nas mesmas (figura (4.14)), é obtida através da tabela (3.2) do capítulo 3:

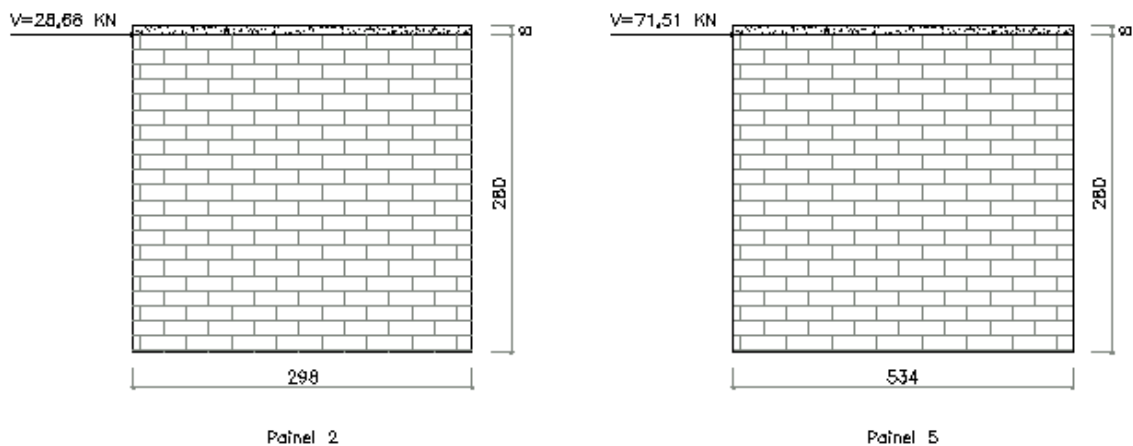


Figura 4.14 – Painéis 2 e 5 – 1º pavimento

Como:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{H.V}{V.d} = \frac{280}{298-14} = 0,99 < 1 \text{ (painel 2)}$$

$$\frac{M}{Vd} = \frac{H.V}{V.d} = \frac{280}{534-14} = 0,54 < 1 \text{ (painel 5)}$$

Tem-se:

$$\bar{\tau}_{alv} = 0,17\sqrt{7,2} = 0,46 \text{ MPa} > 0,35 \text{ MPa} \quad \therefore \bar{\tau}_{alv} = 0,35 \text{ MPa} = 350 \text{ kN/m}^2$$

Como os valores das tensões máximas em PY12 (69 kN/m²), PY13 / PY14 (96 kN/m²), definidas na tabela 4.10, são inferiores à admissível não há necessidade de dispor armadura de cisalhamento nas mesmas.

b) VERIFICAÇÃO À TRAÇÃO

Para alvenaria não-armada a tensão de tração deve ser inferior a $\bar{f}_{alv,t} = 0,10$ MPa = 100 kN/m² (tabela 3.1 - tensão normal à fiada e resistência à compressão da argamassa de 6 MPa).

Os resultados apresentados na coluna ($f_{alv,f} - 0,75 \times f_{alv,c}$) das situações 1 e 2 mostram que nas paredes PY12, PY13 e PY14 a tensão de tração ultrapassou o valor admissível sendo necessário determinar as armaduras de flexão para as mesmas.

O procedimento mais adotado no Brasil, nestes casos de tração em alguns elementos estruturais, é o de alvenaria parcialmente armada uma vez que o item 5.2.13 da NBR 10837 (1989), que trata de estruturas parcialmente armadas, estabelece: "quando, no projeto de um edifício de alvenaria não-armada, surge um trecho da estrutura com solicitações que provoquem tensões acima das admissíveis, deve-se projetar este trecho como alvenaria armada." Portanto, segundo a ABNT apesar de algumas paredes precisarem ser armadas, não há necessidade de utilizar alvenaria armada para todo o edifício.

O cálculo das armaduras de flexão deve estar de acordo com o item 3.6.7.2 do capítulo 3. Como o objetivo deste trabalho é verificar a segurança dos elementos estruturais, será apresentado o dimensionamento somente da parede mais solicitada para exemplificar o cálculo das armaduras de flexão. O exemplo será apresentado posteriormente no item que tratará do dimensionamento à flexão composta das paredes estruturais segundo o "Método Simplificado".

c) VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO

Mantendo as considerações feitas no item “a”, verificação ao cisalhamento, quanto a eficiência $\eta = 0,8$ e a resistência média no primeiro pavimento de 9,0 MPa, tem-se que a resistência do prisma será 7,20 MPa (eq. [4.16]).

1) TENSÃO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Considerando alvenaria parcialmente armada, de acordo com os critérios estabelecidos no item anterior, a tensão de compressão admissível será (tabela 3.1):

$$\bar{f}_{\text{alv,c}} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad [4.17]$$

$$\bar{f}_{\text{alv,c}} = 0,20 \times 7,20 \left[1 - \left(\frac{280}{40 \times 14} \right)^3 \right] = 1,26 \text{ MPa} = 1.260 \text{ kN/m}^2$$

Observa-se que os valores apresentados na coluna ($f_{\text{alv,c}}$) da situação 1 para as paredes PX3, PX7 e PY19 são superiores à tensão de compressão admissível, ou seja, nesta situação blocos com resistência média igual a 9,0 MPa, eficiência de 0,80 e a resistência à compressão da argamassa de assentamento 6,0 MPa não atendem às recomendações da NBR 10837 (1989).

Na situação 2 todos os valores apresentados na coluna ($f_{\text{alv,c}}$) são inferiores à tensão de compressão admissível.

Nas paredes PY12, PY13 e PY14, onde houve a necessidade de dispor armaduras de flexão, a tensão de compressão admissível para as mesmas é dada por:

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 0,225 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] < 0,33 f_p$$

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 0,225 \times 7,20 \left[1 - \left(\frac{280}{40 \times 14} \right)^3 \right] = 1,418 \text{ MPa} = 1.418 \text{ kN/m}^2 < 0,33 \times 7,20 = 2.376 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore \bar{f}_{\text{alv},c} = 1.418 \text{ kN/m}^2 \quad [4.18]$$

Com relação as paredes em análise, a máxima tensão de compressão simples ($f_{\text{alv},c}$) foi registrada na PY14 (982 kN/m² - situação 2) sendo o valor registrado 31% inferior à tensão admissível.

2) TENSÃO DE COMPRESSÃO ADMISSÍVEL DEVIDA À FLEXÃO

De acordo com a tabela 3.1 do capítulo 3, tem-se:

$$\bar{f}_{\text{alv},f} = 0,30 f_p = 0,30 \times 7,20 = 2,16 \text{ MPa} = 2.160 \text{ kN/m}^2 \quad [4.19]$$

Esta verificação é válida para todas as paredes, exceto PY12, PY13 e PY14, cuja tensão admissível é (tabela 3.2, alvenaria armada):

$$\bar{f}_{\text{alv},f} = 0,33 f_p = 0,33 \times 7,20 = 2,376 \text{ MPa} = 2.376 \text{ kN/m}^2 \quad [4.20]$$

Em nenhuma das situações analisadas as tensões ultrapassaram os valores admissíveis. Sendo a máxima registrada em PY13/PY14 de 1.359 kN/m², 42% menor que a tensão admissível.

3) TENSÕES COMBINADAS DE COMPRESSÃO E FLEXÃO

Para simplificação dos cálculos e para análise da pior situação será feita a verificação da parede mais solicitada considerando a ação combinada das ações que, neste caso, é PY14 (2.341 kN/m²) quando da consideração de grupos isolados para distribuição das ações verticais (coluna $f_{alv,c} + f_{alv,f}$ da situação 2). Portanto:

$$\frac{f_{alv,c}}{f_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{f_{alv,f}} \leq 1,33 \quad [4.21]$$

$$\frac{982}{1.418} + \frac{1.359}{2.376} = 1,27 < 1,33$$

Neste resultado verifica-se que a tensão atuante na parede está muito próxima da admissível (aproximadamente 5% maior que a tensão de serviço) podendo ultrapassá-la caso os critérios, tais como, fator de eficiência, não estejam de acordo com o especificado (0,80). Portanto, seria recomendável aumentar a resistência média dos blocos utilizados neste edifício de 8 (oito) pavimentos, conseqüentemente, a resistência característica dos blocos.

Quanto às conclusões, relacionadas aos procedimentos adotados para distribuição das cargas verticais, são análogas ao que foi considerado no exemplo de 4 (quatro) pavimentos: as diferenças afetam de maneira significativa a segurança e a economia. Constata-se que o procedimento de paredes isoladas é o mais seguro, resulta em blocos com maior resistência característica, quando considerado o método das tensões admissíveis para verificação da segurança.

Porém, o procedimento mais indicado é o de grupos isolados de parede pois determina blocos com resistência menor que o procedimento de paredes isoladas, sendo mais econômico. Além disso, aproxima melhor o modelo de

cálculo da situação real existente, pois, conforme ACCETTI (1998), desde que haja amarração direta, ocorre transmissão de ações de uma para outra, o que alivia uma parede muita carregada e acrescenta tensões em outra menos carregada.

Verifica-se que a tensão de compressão máxima no 1º pavimento, para o procedimento de paredes isoladas (Situação 1), foi de 2.261 kN/m² (PY13/PY14). Já no procedimento de grupos isolados de parede, obteve-se uma tensão de compressão máxima de 2.341 kN/m² (Situação 2) para este mesmo pavimento, ou seja, houve um aumento de 3%. Observa-se que este aumento é inexpressivo, o que sugere que o procedimento de grupos isolados de paredes seja recomendável e suficiente para atender os critérios de segurança da NBR 10837 (1989).

4.5 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos elementos estruturais será feito com base nos resultados do procedimento de paredes isoladas, situação 1, o qual foi constatado ser o mais seguro, apesar de antieconômico. Mantendo o objetivo do trabalho em analisar as paredes mais solicitadas.

4.5.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS PAREDES ESTRUTURAIIS

Observando os resultados do item 4.4.4 ("b"), verifica-se que as paredes cujas tensões de tração superaram a admissível, foram PY12, PY13 e PY14.

Para exemplificar o cálculo da armadura à flexão, pelo "Método Simplificado", foi escolhido o 1º pavimento das paredes PY13/PY14, representadas na figura (4.15).Cujos dados das tensões são:

$$\left| \begin{array}{l} f_{dlv,c} = 902 \text{ kN/m}^2 \\ 0,75 f_{dlv,c} \cong 677 \text{ kN/m}^2; \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{alv,f} = 1.359 \text{ kN/m}^2 ; \\ \bar{f}_{alv,t} = 100 \text{ kN/m}^2 . \end{array} \right.$$

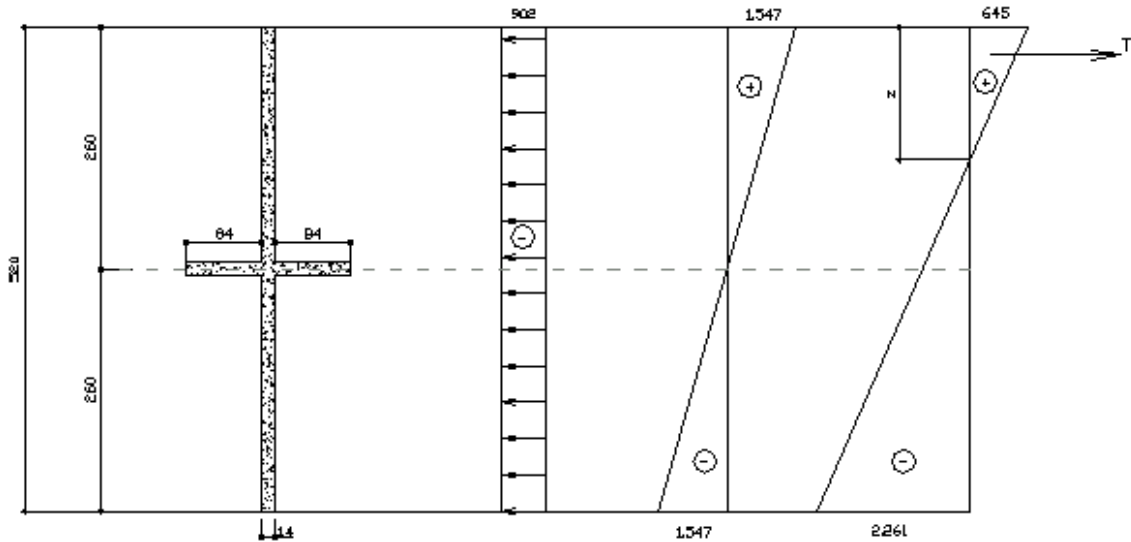


Figura 4.15 – Paredes PY13 e PY14

$$\frac{457}{z} = \frac{2.718}{5,20} \quad \therefore z = 0,87$$

$$\therefore T = \int \sigma_{tra\check{c}\tilde{a}o} dA = \frac{1}{2} \times 457 \times 0,87 \times 0,14 = 27,83 \text{ kN}$$

$$\therefore A_s = \frac{\bar{T}}{\alpha \bar{f}_{s,t}} = \frac{27,83}{1,33 \times 16,5} = 1,28 \text{ cm}^2 \quad (3 \phi 8,0)$$

Esta armadura deve ser colocada em ambas as extremidades da parede, conforme ilustrado na figura (4.16), uma vez que o sentido do vento é reversível.

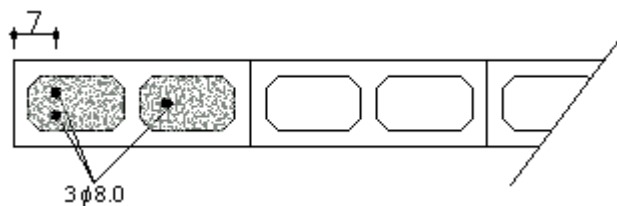


Figura 4.16 – Detalhe da armadura em ambas as extremidades da parede

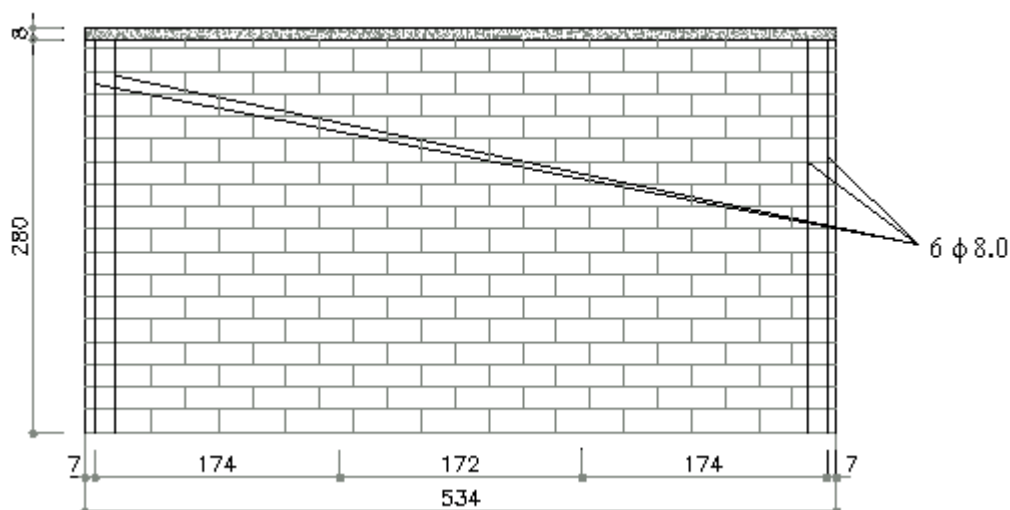


Figura 4.17 – Detalhamento das armaduras de flexão nas paredes PY13/PY14

4.5.2 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DAS PAREDES ESTRUTURAIS

As paredes PY13/PY14 foram verificadas no item 4.4.4 ("a"), cujos resultados indicaram não ser necessário dispor armaduras de cisalhamento uma vez que a máxima tensão de cisalhamento é inferior à admissível. O mesmo ocorre com a demais paredes da edificação, pois, PY13/PY14 apresentaram a maior tensão de cisalhamento (tabela 4.10).

4.5.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES DAS VERGAS

Para exemplificar o cálculo de vergas, escolheu-se as vergas da janela e da porta do quarto, de vãos 1,20 m (figura 4.18) e 0,80 m (figura 4.19), respectivamente. Portanto, de acordo com as considerações do item 3.6.6 do capítulo 3 tem-se:

VERGA DA JANELA DO QUARTO

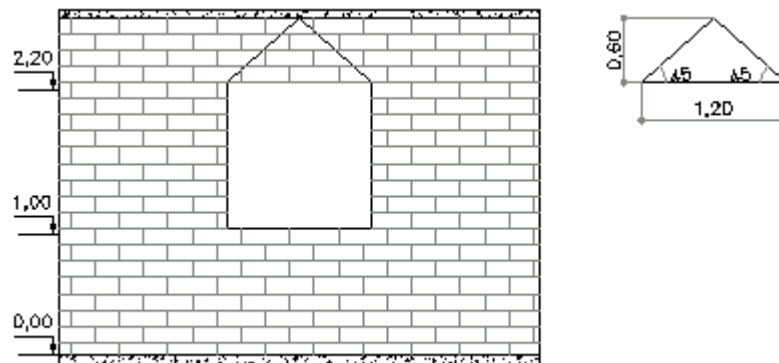


Figura 4.18 – Verga da janela do quarto

- Cálculo das cargas atuantes no triângulo isósceles definido sobre a verga (figura 4.18):

$$\text{Parede} = 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 0,14 \text{ m} \times \frac{1,20 \times 0,60}{2} \text{ m}^2 \times \frac{1}{1,20} = 0,588 \text{ kN/m};$$

$$\text{Laje} = 0.$$

Portanto, carga total = 0,588 kN/m

$$\text{Momento fletor máximo} = \frac{0,588 \times 1,20^2}{8} = 0,106 \text{ kN.m} = 11 \text{ kN.cm}$$

- Resistência do prisma e demais parâmetros definidos através do mesmo:
Considerando a resistência característica dos blocos 4,5 MPa, nos pavimentos superiores, para o cálculo mais desfavorável e considerando a uniformização da verga em todos os pavimentos, tem-se:

$$f_p = \eta \times f_b = 0,80 \times 0,55 = 0,44$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{400 \times 0,44} = 119,32$$

$$; m = \frac{\bar{f}_{s,t}}{\bar{f}_{dlv,f}} = \frac{16,5}{0,33 \times 0,44} = 113,64$$

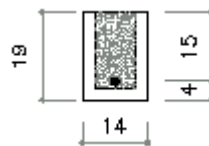
Obs.: a tensão de tração admissível nas armaduras ($\bar{f}_{s,t}$) foi admitida igual a 165 MPa (item 3.6.3 do capítulo 3) e através da tabela 3.2 definiu-se os valores do módulo de elasticidade da alvenaria ($E_c = 400 f_p$) e da tensão de compressão na flexão admissível ($\bar{f}_{dlv,f}$).

$$K_b = \frac{n}{n + m_b} = 0,512$$

$$; K_{zb} = 1 - \frac{K_b}{3} = 0,829$$

$$d_b = \sqrt{\frac{2M}{b K_{zb} K_b \bar{f}_{dlv,f}}} = \sqrt{\frac{2 \times 11}{14 \times 0,512 \times 0,829 \times 0,33 \times 0,44}} = 5,05 < 15$$

Considerando a utilização de blocos canaleta (14 x 14 x 19) cm:



Portanto, seção subarmada e para condução do cálculo será utilizada a planilha a seguir:

K_z	$K_s = \frac{1}{\bar{f}_{s,t} \cdot K_z}$	$A_s = K_s \frac{M}{d}$	$np = n \frac{A_s}{bd}$	$\sqrt{np^2 + 2np}$	$K_z = 1 - \frac{K_b}{3}$
0,829	0,0731	0,0536	0,0305	0,218	0,927
0,927	0,0654	0,0479	0,0272	0,208	0,931
0,931	0,0651	0,0478	0,0271	0,207	0,931

$$\therefore A_s = 0,05\text{cm}^2 < \text{armadura mínima} \Rightarrow \text{adotado} \begin{cases} 1 \phi 10,0 (0,79\text{cm}^2) \text{ ou} \\ 2 \phi 8,0 (1,0\text{cm}^2) \end{cases}$$

VERGA DA PORTA DO QUARTO

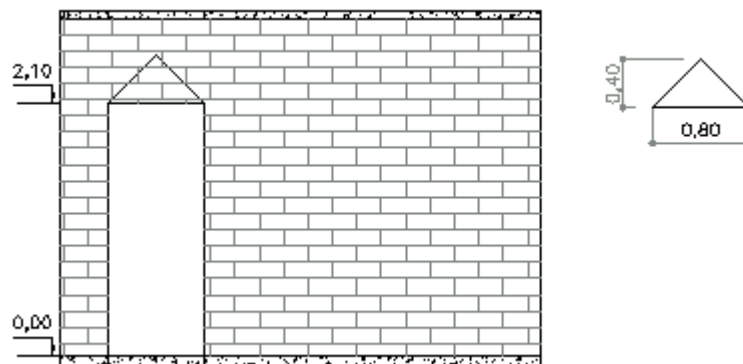


Figura 4.19 – Verga da porta do quarto

- Cálculo das cargas atuantes no triângulo isósceles definido sobre a verga (figura 4.19):

$$\text{Parede} = 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 0,14 \text{ m} \times \frac{0,80 \times 0,40}{2} \text{ m}^2 \times \frac{1}{0,80} = 0,392 \text{ KN/m};$$

$$\text{Laje} = 0.$$

$$\text{Portanto, carga total} = 0,392 \text{ KN/m}$$

$$\text{Momento fletor máximo} = \frac{0,392 \times 0,80^2}{8} = 0,0314 \text{ KN.m} = 3,14 \text{ KN.cm}$$

- Resistência do prisma e demais parâmetros definidos através do mesmo:

$$f_p = 0,44$$

$$n = 119,32$$

;

$$m = 113,64$$

$$K_b = 0,512 \quad ; \quad K_{zb} = 0,829$$

$$d_b = \sqrt{\frac{2 \times 3,14}{14 \times 0,512 \times 0,829 \times 0,33 \times 0,44}} = 2,70 < 15$$

Portanto, seção subarmada, cálculo através da planilha:

K_z	$K_s = \frac{1}{f_{s,t} \cdot K_z}$	$A_s = K_s \frac{M}{d}$	$np = n \frac{A_s}{bd}$	$k_x = -pn + \sqrt{(pn)^2 + 2pp}$	$K_z = 1 - \frac{K_b}{3}$
0,829	0,0731	0,0153	0,0087	0,123	0,959
0,959	0,0632	0,0132	0,0075	0,115	0,962
0,962	0,0630	0,0132	0,0075	0,115	0,962

$$\therefore A_s = 0,01 \text{ cm}^2 < \text{armadura mínima} \Rightarrow \text{adotado } \begin{cases} 1 \phi 10,0 (0,79 \text{ cm}^2) \text{ ou} \\ 2 \phi 8,0 (1,0 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo procurou-se aplicar a teoria apresentada nos capítulos anteriores referentes à verificação da segurança e dimensionamento pelo método das tensões admissíveis (NBR 10837 (1989)), não sendo possível abordar todos os pontos, anteriormente tratados, buscou-se analisar os principais.

Pelos exemplos apresentados conclui-se que para garantia da segurança pelo método das tensões admissíveis deve-se controlar a qualidade de fabricação dos blocos e a execução da alvenaria. Considerando que a resistência característica dos blocos muitas vezes é determinada pelos projetistas através de regras empíricas, que podem resultar em valores baixos e pouco seguros.

Quanto aos procedimentos adotados para distribuição das ações verticais os exemplos reforçaram a afirmativa: procedimentos alternativos levam a diferenças apreciáveis nos resultados de cargas e tensões nas paredes podendo afetar de maneira significativa a segurança e a economia da edificação.

Para comparar esse método com os estados limites, posteriormente, procurou-se definir a diferença entre a tensão admissível e a tensão atuante nas paredes mais solicitadas ao nível do 1º andar. Pelos resultados observou-se que, quando da consideração das ações combinadas, o valor das tensões atuantes está muito próximo do valor admissível, podendo ultrapassá-lo caso as considerações apresentadas quanto à resistência e eficiência não sejam controladas.

Concluindo, pode-se dizer que a análise de paredes isoladas é um procedimento seguro e antieconômico, enquanto que o procedimento de grupos isolados de paredes é seguro e econômico, se os grupos forem delimitados de forma adequada.

RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DO EUROCÓDIGO 6

CAPÍTULO 5

Neste capítulo serão apresentadas as recomendações da Norma Européia, Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria / ENV 1996-1-1, no que se refere ao seu campo de aplicação, definições (materiais), dimensionamento e disposições construtivas para análise de edifícios em alvenaria estrutural pelo método dos estados limites.

5.1 INTRODUÇÃO

A norma Eurocódigo 6 (EC6) foi publicada como uma pré-norma européia com período de validade limitado inicialmente a três anos, esta destinava-se a ser aplicada a título experimental e para ser sujeita a comentários. Ao final do ano 2000, os membros do CEN - Comitê Europeu de Normalização – foram convidados oficialmente para sugestões e comentários a fim de que a conversão desta em Norma Européia (EN) fosse ratificada. Assim, as recomendações aqui apresentadas estão sujeitas à modificações.

5.1.1 CAMPO DE APLICAÇÃO

Aplica-se a projeto de edifícios e obras de construção civil em alvenaria simples, armada, pré-esforçada e confinada.

A parte 1-1 do Eurocódigo 6, aplica-se para blocos cerâmicos, blocos sílico-calcáreos, blocos de concreto celular autoclavado, blocos de concreto.

As demais partes (em estudo) são complementações no que se refere a aspectos particulares de tipos especiais de edifícios ou obras de construção e outros aspectos de projeto de importância prática geral.

5.2 DEFINIÇÕES DOS MATERIAIS

São definidos a seguir, segundo o EC6, os elementos estruturais que compõem as construções de alvenaria estrutural e suas propriedades.

5.2.1 UNIDADES DE ALVENARIA

“Elemento produzido para ser usado na construção de alvenaria (bloco).”

As unidades de alvenaria devem ser classificadas como Grupos 1, 2a, 2b e 3 de acordo com a percentagem, dimensões e orientação das perfurações ou furos nos blocos, quando assentes. Os requisitos para cada grupo estão indicados na tabela (5.1) e nas figuras (5.1), (5.2) e (5.3) encontram-se exemplos de unidades de alvenaria de cada grupo.

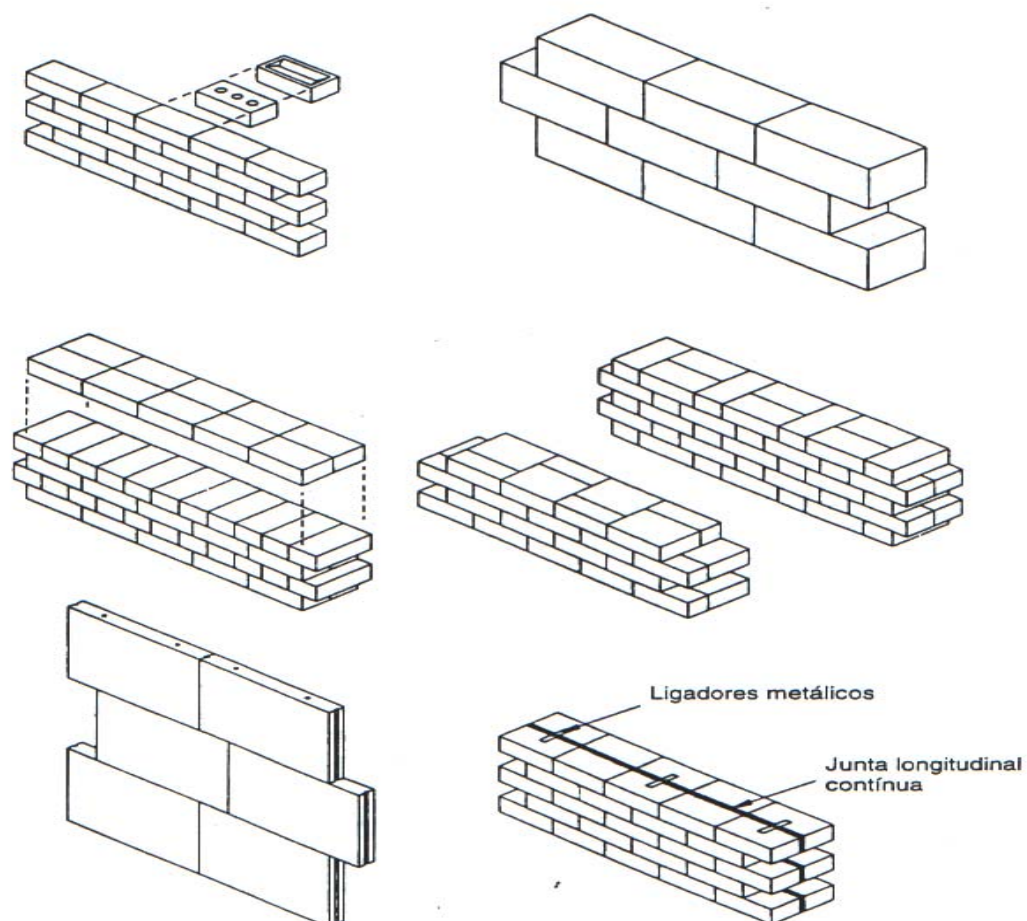


Figura 5.1 – Exemplos de unidades de alvenaria do Grupo 1

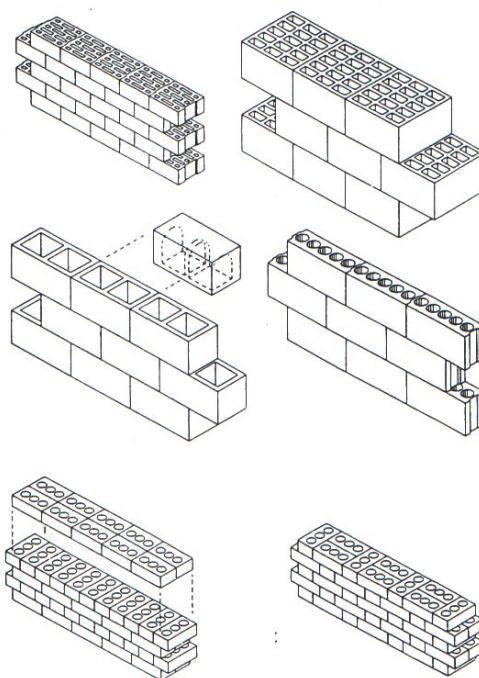


Figura 5.2 – Exemplos de unidades de alvenaria do Grupo 2a e Grupo 2b

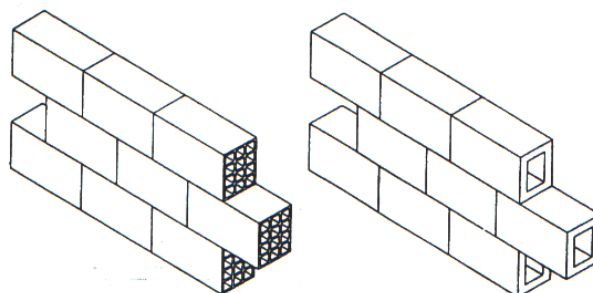


Figura 5.3 – Exemplos de unidades de alvenaria do Grupo 3

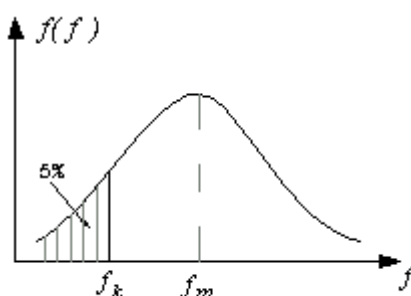
Tabela 5.1 - Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria.

	Grupos de unidades de alvenaria			
	1	2a	2b	3
Volume de furos (% do volume total) * ver nota 1	≤ 25	<ul style="list-style-type: none"> ▪ >25-45 para unidades cerâmicas. ▪ >25-50 para unidades de concreto inertes. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ >25-45 para unidades cerâmicas. ▪ >25-60 para unidades de concreto inertes. 	≤ 70
Volume de qualquer furo (% do volume total)	$\leq 12,5$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $\leq 12,5$ para unidades cerâmicas. ▪ ≤ 25 para unidades de concreto inertes. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $\leq 12,5$ para unidades cerâmicas. ▪ ≤ 25 para unidades de concreto inertes. 	Limitado pela área . (ver notas)
Área de qualquer furo	Limitada pelo volume. (ver acima)	Limitada pelo volume. (ver acima)	Limitada pelo volume. (ver acima)	$\leq 2800 \text{ mm}^2$ exceto para unidades de um só furo, quando este for $\leq 18000 \text{ mm}^2$
Largura equivalente (% da largura total) * ver nota 3	$\geq 37,5$	≥ 30	≥ 20	Sem exigências.

1. Os furos podem ser verticais através da unidade de alvenaria, depressões ou rebaixos.
2. Se existir experiência nacional baseada em ensaios que confirme a segurança da alvenaria não é reduzida para limites inaceitáveis quando esta tem uma proporção maior de furos, os limites de 55% para as unidades cerâmicas e de 60% para as unidades de concreto inertes podem ser aumentados para as unidades de alvenaria que são utilizadas no país com essa experiência nacional.
3. A largura equivalente é a espessura dos septos interiores e exteriores, medida horizontalmente através da unidade de alvenaria e perpendicularmente à face da parede de alvenaria resistente.

5.2.1.1 PROPRIEDADES DAS UNIDADES DE ALVENARIA

- ◆ Resistência à compressão: tensão de ruptura média de um número especificado de unidades de alvenaria;
- ◆ Resistência normalizada à compressão: resistência à compressão de uma unidade de alvenaria modificada para as condições de seco ao ar e para uma unidade equivalente com 100 mm de largura por 100 mm de altura. (f_b – considerada no projeto);
- ◆ Resistência característica à compressão: resistência correspondente ao quantil de 5% da resistência à compressão de um número especificado de unidades de alvenaria (figura (5.3)).

**Figura 5.4** – Resistência característica

A resistência a ser utilizada no projeto é a resistência normalizada (f_b). Nos casos em que esta não for especificada devem ser feitas as seguintes conversões:

1. Para converter a resistência média à compressão para resistência normalizada deve-se multiplicá-la pelo coeficiente δ (tabela 5.2);
2. Para converter a resistência característica à compressão para resistência normalizada deve-se alterar o valor da resistência para a média equivalente e proceder como anteriormente.

Tabela 5.2 - Valores do coeficiente δ .

Altura da unidade de alvenaria (mm)	Menor dimensão horizontal da unidade de alvenaria (mm)				
	50	100	150	200	≥ 250
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250 ou maior	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Pode-se efetuar uma interpolação.

5.2.2 ARGAMASSA

a) Tipos:

A argamassa para alvenaria é classificada como argamassa convencional, argamassa leve e argamassa cola. Estas devem ser classificadas através de sua resistência de cálculo à compressão, expressa pela letra M seguida do valor da resistência à compressão em N/mm², por exemplo, M5, ou através da sua composição, por exemplo, 1:1:5 (cimento : cal : areia) – relação volumétrica.

b) Propriedades:

As argamassas convencionais não devem ser inferiores a M1, em juntas sem armadura, nem inferiores a M5, tanto em juntas com armadura como na alvenaria pré-esforçada. As juntas de assentamento com armadura pré-fabricada devem

ser realizadas com argamassa convencional M2,5 ou superior. As argamassas cola e leve devem ser M5 ou superior.

5.2.3 GRAUTE

a) Especificação:

O graute deve ter uma resistência característica à compressão referida a corpo de prova cilíndrico não inferior a 12 N/mm².

b) Propriedades:

A resistência característica à compressão do graute, f_{gk} , é classificada pela classe de resistência do concreto correspondente à resistência referida a cilindros/cubos aos 28 dias. As classes de resistência normalmente utilizadas para o graute na alvenaria armada estão indicadas na tabela (5.3), bem como o valor do f_{gk} a ser utilizado em projeto.

Tabela 5.3 - Resistência característica à compressão (f_{gk}) do graute.

Classe de resistência do graute	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou superior
f_{gk} (N/mm ²)	12	16	20	25

A resistência característica ao cisalhamento do graute (f_{gvk}) a ser considerada em projeto está indicada na tabela (5.4) para as classes de resistência do concreto correspondentes.

Tabela 5.4 - Resistência característica ao cisalhamento (f_{gvk}) do graute.

Classe de resistência do graute	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou superior
F_{gvk} (N/mm ²)	0,27	0,33	0,39	0,45

5.2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA SIMPLES

5.2.5.1 GENERALIDADES:

O Eurocódigo 6 faz uma distinção entre:

1. a alvenaria em sentido genérico, considerada como um conjunto de unidades de alvenaria e argamassa, que possui propriedades mecânicas intrínsecas;
2. o elemento estrutural de alvenaria (por exemplo, uma parede), cujas propriedades mecânicas dependem das propriedades intrínsecas da alvenaria, da geometria do elemento estrutural e da interação com outros elementos a ele ligados.

As propriedades mecânicas intrínsecas da alvenaria são: a resistência à compressão (f), a resistência ao cisalhamento (f_v), a resistência à flexão (f_x), a relação tensão-deformação ($\sigma - \varepsilon$).

“Ainda que a alvenaria possua resistência à tração, esta propriedade não é habitualmente considerada em projeto”.

5.2.5.2 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA SIMPLES (f_k):

Deve ser obtida:

- a) a partir de ensaios de acordo com a EN 1052-1;
- b) ou a partir de uma análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica à compressão da alvenaria simples e a resistência à compressão das unidades de alvenaria e da argamassa, como descrito a seguir.

1. Resistência característica à compressão da alvenaria simples (f_k) realizada com argamassa convencional:

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (\text{N/mm}^2) \quad [5.1]$$

Aplicável para f_m menor que 20 N/mm² e menor que $2f_b$;

Sendo:

K - uma constante, em (N/mm²)^{0,1}, que pode ser igual a:

- 1) 0,60 para unidades de alvenaria do Grupo 1, sem juntas longitudinais através da totalidade ou de parte do comprimento da parede (Figuras (5.5));
- 2) 0,55 para unidades de alvenaria do Grupo 2a, sem juntas longitudinais através da totalidade ou de parte do comprimento da parede;
- 3) 0,50 para unidades de alvenaria do Grupo 2b, sem juntas longitudinais através da totalidade ou de parte do comprimento da parede;
- 4) 0,50 para unidades de alvenaria do Grupo 1, com juntas longitudinais através da totalidade ou de parte do comprimento da parede (Figura (5.5));
- 5) 0,45 para unidades de alvenaria do Grupo 2a, com juntas longitudinais através da totalidade ou de parte do comprimento da parede;
- 6) 0,40 para unidades de alvenaria do Grupo 2b, com juntas longitudinais através da totalidade ou de parte do comprimento da parede;
- 7) 0,40 para unidades de alvenaria do Grupo 3.

f_b - é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em N/mm²;

f_m - é a resistência à compressão da argamassa convencional, em N/mm².

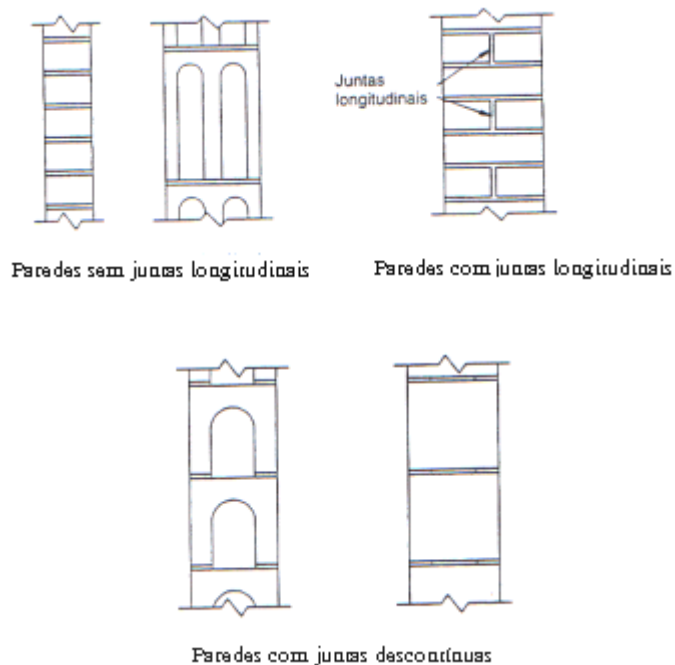


Figura 5.5 –Tipos de juntas longitudinais em paredes de alvenaria simples

2. Resistência característica à compressão da alvenaria simples (f_k) realizada com argamassa-cola:

$$f_k = 0,8f_b^{0,85} \quad (\text{N/mm}^2) \quad [5.2]$$

Aplicável desde que:

- a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria (f_b) não seja superior a 50 N/mm²;
- a resistência à compressão da argamassa-cola seja 5 N/mm² ou superior;

Para unidades de alvenaria que não sejam sílico-calcáreas ou de concreto celular autoclavado do Grupo 1, pode-se utilizar a expressão [5.1] – argamassa convencional, onde:

- 1) K=0,70 - Grupo 1;

- 2) $K=0,60$ - Grupo 2a;
- 3) $K=0,50$ - Grupo 2b;

3. Resistência característica à compressão da alvenaria simples (f_k) realizada com argamassa leve:

$$f_k = K f_b^{0,65} \quad (\text{N/mm}^2) \quad [5.3]$$

- a) Para f_b menor que 15 N/mm^2 ;
- b) Sem juntas verticais.

Sendo:

K - uma constante, em $(\text{N/mm}^2)^{0,35}$, que pode ser igual a:

- 1) $0,80$ no caso da alvenaria ser constituída por argamassa leve ($600 - 1.500 \text{ Kg/m}^3$), por unidades concreto leve ou celular autoclavado (EN 771-3, EN 771-4);
- 2) $0,70$ no caso da alvenaria ser constituída por argamassa leve ($700 - 1.500 \text{ Kg/m}^3$), por blocos cerâmicos, sílico-calcários e concreto inerte corrente (EN 771-1, EN 771-2, EN 771-3);
- 3) $0,55$ no caso da alvenaria ser constituída por argamassa leve ($600 - 700 \text{ Kg/m}^3$), por blocos cerâmicos, sílico-calcários e concreto inertes correntes (EN 771-2, EN 771-3);

f_b - é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em N/mm^2 .

4. Resistência característica ao cisalhamento da alvenaria simples (f_{vk}):

A resistência característica ao cisalhamento da alvenaria simples deve ser determinada a partir de ensaios ou estabelecida a partir de uma análise dos resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria simples com a resistência inicial ao cisalhamento da

alvenaria (f_{vk0}). Esta resistência inicial, f_{vk0} , pode ser determinada segundo a EN 1052-3 e a EN 1052-4 ou pela Tabela 5.5 com a tensão de compressão aplicada.

Na ausência de resultados de ensaios pode-se admitir que f_{vk} não será inferior ao menor dos seguintes valores:

a) para alvenaria com todas as juntas preenchidas:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad [5.4]$$

ou $= 0,065 f_b$, mas não inferior a f_{vk0}

ou = o valor limite indicado na tabela 5.5;

b) para alvenaria com juntas transversais não preenchidas:

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad [5.5]$$

ou $= 0,045 f_b$, mas não inferior a f_{vk0}

ou = 0,7 vezes o valor limite indicado na tabela 5.5;

c) para alvenaria com juntas descontínuas, executadas com blocos do Grupo 1:

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad [5.6]$$

ou $= 0,05 f_b$, mas não inferior a f_{vk0}

ou = 0,7 vezes o valor limite indicado na tabela 5.5.

Sendo:

f_{vk0} - é a resistência ao cisalhamento, sob compressão nula, obtida de acordo com a EN 1052-3 e EN 1052-4, ou para argamassa convencional que não contenha aditivos e adjuvantes, tabela 5.5;

σ_d - é o valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento de alvenaria no piso em análise, utilizando a combinação de ações apropriada;

f_b - é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria;

g - é a largura total das duas faixas de argamassa;

t - é a espessura da parede.

5. Resistência característica à flexão da alvenaria simples:

A resistência característica à flexão da alvenaria simples (f_{xk}) deve ser determinada a partir de ensaios de acordo com a EN 1052-2, ou pode ser estabelecida a partir de uma análise de resultados de ensaios baseados na resistência à flexão da alvenaria obtida de combinações apropriadas de blocos e de argamassa.

Esta resistência pode ser determinada através de amostras nos quais o plano de ruptura é paralelo (f_{xk1}) ou perpendicular (f_{xk2}) às juntas de assentamento, como está ilustrado na figura 5.6.

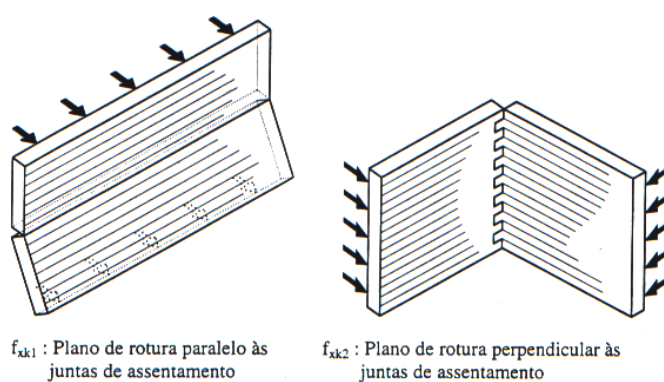


Figura 5.6 – Resistências à flexão (f_{xk1} e f_{xk2})

Tabela 5.5 - Valores de f_{vk0} e valores limites de f_{vk} para argamassa convencional.

Unidade de alvenaria	Argamassa	f_{vk0} (N/mm ²)	Valor limite f_{vk} (N/mm ²)	
Unidades cerâmicas do Grupo 1	M10 a M20	0,3	1,7	
	M2,5 a M9	0,2	1,5	
	M1 a M2	0,1	1,2	
Unidades cerâmicas do Grupo 1, com exceção das cerâmicas e de pedra natural	M10 a M20	0,2	1,7	
	M2,5 a M9	0,15	1,5	
	M1 a M2	0,1	1,2	
Unidades de pedra natural do Grupo 1	M10 a M20	0,2	1,0	
	M2,5 a M9	0,15	1,0	
Unidades cerâmicas do Grupo 2	M10 a M20	0,3	O menor valor entre a resistência longitudinal e à compressão. * ver nota	1,4
	M2,5 a M9	0,2		1,2
	M1 a M2	0,1		1,0
Unidades do Grupo 2a e do Grupo 2b, com exceção das cerâmicas	M10 a M20	0,2	* ver nota	1,4
	M2,5 a M9	0,15		1,2
	M1 a M2	0,1		1,0
Unidades cerâmicas do Grupo 3	M10 a M20	0,3	Nenhum valor limite exceto o fornecido pela expressão 5.3	
	M2,5 a M9	0,2		
	M1 a M2	0,1		

Para unidades de alvenaria dos Grupos 2a e 2b, a resistência longitudinal à compressão tem o valor da resistência média, com δ não superior a 1,0. Nos casos em que se preveja uma resistência superior a $0,15 f_b$, não são necessários quaisquer ensaios.

5.2.6. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA ARMADA

O Eurocódigo 6 considera que as propriedades mecânicas intrínsecas da alvenaria armada, obtidas através de ensaios normalizados e utilizadas em projeto, são as mesmas da alvenaria simples incluindo as propriedades da argamassa ou graute e da armadura nos casos em que for apropriado.

5.2.7. CARACTERÍSTICAS DE DEFORMAÇÃO DA ALVENARIA

5.2.7.1 RELAÇÃO TENSÃO / DEFORMAÇÃO

A forma genérica de um diagrama tensão / deformação da alvenaria está representada na figura 5.7. (Eurocódigo 6).

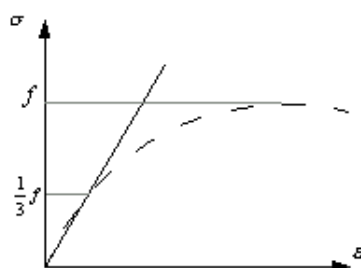


Figura 5.7 – Diagrama tensão-deformação da alvenaria

Para efeito de cálculo, a referida norma (EC6), admite que esta relação possui a forma indicada na figura 5.8. Porém, salienta que esta representa uma aproximação e pode não ser adequada a todos os tipos de unidades de alvenaria, por exemplo, unidades de alvenaria com furos de grandes dimensões (Grupos 2b e 3) podem ter uma ruptura frágil e não possuir patamar de escoamento.

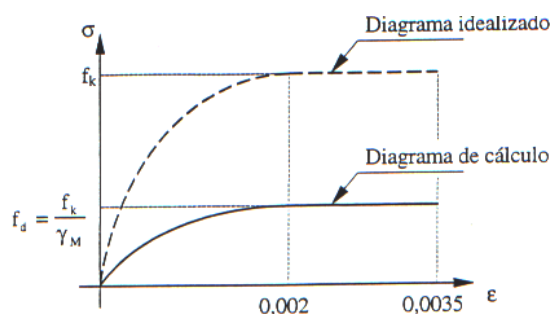


Figura 5.8 – Diagrama tensão-deformação para cálculo de alvenaria em flexão e compressão

5.2.7.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE LONGITUDINAL (E)

O módulo de elasticidade secante para ações de curta duração (E) deve ser obtido através de ensaios de acordo com a EN 1052-1, caso não esteja disponível, pode ser considerado igual a $1000 f_k$ para efeitos de utilização na análise estrutural. Para ações de longa duração este deve ser reduzido a fim de que os efeitos de fluência sejam considerados.

Nos casos em que o módulo de elasticidade for utilizado em cálculos relacionados com a verificação em relação aos estados limites de utilização, recomenda-se que o valor de E seja multiplicado pelo coeficiente 0,6.

5.2.7.3 MÓDULO DE DISTORÇÃO (OU DE ELASTICIDADE TRANSVERSAL)

Na ausência de um valor mais preciso, pode-se admitir para o módulo de distorção (G) 40% do módulo de elasticidade (E).

5.2.7.4 FLUÊNCIA, RETRAÇÃO E DILATAÇÃO TÉRMICA:

A tabela 5.6 indica vários valores para as propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria executada com argamassa convencional, na ausência de resultados de ensaios. Valores que também podem ser adotados no caso de serem utilizadas argamassa-cola e argamassa leve.

Tabela 5.6 - Propriedades que caracterizam a deformação da alvenaria executada com argamassa convencional.

Tipo de bloco	Coeficiente de fluência a tempo infinito (ϕ_{∞}) * ver nota 1		Dilatação devido a umidade ou retração a tempo infinito (mm/m) * ver nota 2		Coeficiente de dilatação térmica ($10^{-6}/K$)	
	Gama	Valor de cálculo	Gama	Valor de cálculo	Gama	Valor de cálculo
Cerâmicos	0,5 a 1,5	1,0	-0,2 a 1,0	* ver nota 3	4 a 8	6
Sílico-calcáreos	1,0 a 2,0	1,5	-0,4 a -0,1	-0,2	7 a 11	9
Pedra artificial	1,0 a 2,0	1,5	-0,6 a -0,1	-0,2	6 a 12	10
Inertes leves	1,0 a 3,0	2,0	-1,0 a -0,2	-0,4 *ver nota 3 -0,2 *ver nota 5	8 a 12	10
Celular autoclavado	1,0 a 2,5	1,5	-0,4 a 0,2	-0,2	7 a 9	8
Pedra natural	* ver nota 6	0	-0,4 a 0,7	0,1	3 a 12	7

1. O coeficiente de fluência a tempo infinito $\phi_{\infty} = \varepsilon_{C\infty} / \varepsilon_{eI}$, onde $\varepsilon_{C\infty}$ é a deformação por fluência a tempo infinito e $\varepsilon_{eI} = \sigma/E$;
2. Os valores da expansão devida à umidade ou retração a tempo infinito indicam encurtamento e os valores negativos indicam alongamento;
3. Os valores dependem do tipo de material em questão pelo que não é possível definir um valor de cálculo único;
4. O valor indicado é válido para inertes de pedra pomes e de argila expandida;
5. O valor indicado é válido para outros inertes leves que não sejam os citados no item 4;
6. Os valores são habitualmente muito baixos.

5.3 BASES DE PROJETO

Para o dimensionamento o EC6 recomenda as seguintes análises:

5.3.1 SITUAÇÃO DE PROJETO

- a) Persistentes;
- b) Transitórias; e
- c) Acidentais.

5.3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES

1. De acordo com a sua variação no tempo:
 - a) permanentes (G), por exemplo, peso próprio das estruturas, acessórios, equipamentos auxiliares e equipamento fixo;
 - b) variáveis (Q), por exemplo, sobrecargas, ação da vento e ação da neve;
 - c) ações acidentais (A), por exemplo, explosões e choques de veículos.
2. De acordo com a sua variação no espaço:
 - a) fixas, por exemplo, peso próprio
 - b) livres, por exemplo, sobrecargas móveis, ação do vento e da neve.

5.3.3 VALORES CARACTERÍSTICOS DAS AÇÕES

Os valores característicos (F_k) são especificados na ENV 1991 da seguinte forma:

1. ações permanentes (G_k):
 - a) aquelas que apresentam grande variabilidade podem assumir dois valores característicos, um superior ($G_{k,sup}$) e um inferior ($G_{k,inf}$);
 - b) nos demais casos é suficiente um valor característico único (G_k).
2. ações variáveis (Q_k):
 - a) valor de combinação: $\Psi_0 Q_k$;

- b) valor frequente: $\Psi_1 Q_k$;
- c) valor quase permanente: $\Psi_2 Q_k$.

Obs.: Os coeficientes Ψ_i são especificados pela ENV 1991.

5.3.4 VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES

O valor de cálculo (F_d) pode ser expresso, genericamente, por:

$$F_d = \gamma_f F_k \quad [5.7]$$

Valores específicos são:

$$G_d = \gamma_G G_k \quad [5.8]$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ ou } Q_d = \gamma_Q \Psi_i Q_k \quad [5.9]$$

Em que γ_f , γ_G , γ_Q são os coeficientes parciais de segurança para a ação atuante, levando em consideração, a possibilidade de desvios desfavoráveis, a possibilidade de imprecisões na modelação, as incertezas na avaliação dos efeitos das ações e as incertezas quanto à definição do estado limite considerado.

5.3.5 VALORES CARACTERÍSTICOS DOS MATERIAIS

Uma dada propriedade de um material é representada por um valor característico (X_k) que corresponde a um quantilho da distribuição estatística considerada para a propriedade em causa, definida em normas apropriadas e determinada através de ensaios normalizados.

5.3.6 VALORES DE CÁLCULO DOS MATERIAIS

$$x_d = \frac{x_k}{\gamma_M} \quad [5.10]$$

γ_M coeficiente parcial de segurança.

5.4 REQUISITOS DE PROJETO

O EC6 recomenda que os cálculos devem ser efetuados utilizando modelos de dimensionamento adequados, envolvendo todas as variáveis apropriadas e suficientemente precisos para permitir a previsão do comportamento estrutural. Deve-se verificar que nenhum estado limite apropriado seja ultrapassado.

5.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

5.4.1.1 CONDIÇÕES DE VERIFICAÇÃO

1. Estado limite de equilíbrio estático ou de grandes deslocamentos ou deformações da estrutura:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad [5.11]$$

$E_{d,dst}$ e $E_{d,stab}$ são os valores de cálculo das ações desestabilizantes e estabilizantes, respectivamente.

2. Estado limite de ruptura ou deformação excessiva:

$$S_d \leq R_d \quad [5.12]$$

S_d – valor de cálculo de um esforço atuante (ou de um conjunto de esforços);

R_d – valor de cálculo do esforço resistente.

3. Estado limite de transformação da estrutura em mecanismo e de estabilidade induzido por efeitos de segunda ordem: deve-se verificar a não ocorrência dos mesmos para as ações inferiores às ações de cálculo.

5.4.1.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para cada caso de carga os valores de cálculo dos efeitos das ações (E_d) devem ser determinados com base em regras de combinação envolvendo valores de cálculo das mesmas, como indicado na tabela 5.7.

Forma simbólica destas combinações:

1. Situações de projeto persistentes e transitórias (combinações fundamentais):

$$\left| \begin{array}{l} \Sigma Y_{G,j} G_{K,j} + Y_{Q,1} Q_{K,1} + \Sigma_{i>1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \\ \Sigma Y_{G,j} G_{K,j} + Y_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{K,1} + \Sigma_{i>1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \\ \Sigma \zeta_j Y_{G,j} G_{K,j} + Y_{Q,1} Q_{K,1} + \Sigma_{i>1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \end{array} \right. \quad [5.13]$$

2. Situações de projeto acidentais:

$$\Sigma Y_{GA,j} G_{K,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{K,1} + \Sigma_{i>1} \psi_{2,i} Q_{K,i} \quad [5.14]$$

Em que:

$G_{K,j}$ – valores característicos das ações permanentes;

$Q_{K,1}$ – valor característico de uma das ações variáveis;

$Q_{K,i}$ – valores característicos das demais ações variáveis;

A_d – valor de cálculo (valor especificado) da ação acidental;

$\gamma_{G,j}$ - coeficientes parciais de segurança relativos às ações permanentes;
 $\gamma_{GA,j}$ - é como $\gamma_{G,j}$ mas para as situações de projeto acidentais;
 $\gamma_{Q,i}$ - são os coeficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis;
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 - são os coeficientes definidos em 5.3 (Valores característicos das ações).

Tabela 5.7 - Valores de cálculo a utilizar nas combinações de ações

Situações de projeto	Ações permanentes G_d	Ações variáveis		Ações acidentais A_d
		Uma com o valor característico	As demais com os valores de combinação	
Persistente e transitória	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q G_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	—
Acidental	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ (caso A_d não seja especificado diretamente)

Observações:

- Nas várias combinações acima definidas, as ações permanentes que aumentam o efeito das ações variáveis, isto é, produzam efeitos desfavoráveis, serão representadas pelos seus valores de cálculo superiores e, as que reduzem, pelos seus valores de cálculo inferiores. Como está expresso nas equações a seguir:
1. quando se utiliza apenas um valor característico G_k :

$$G_{d,sup} = Y_{G,sup} G_k \quad [5.15]$$

$$G_{d,inf} = Y_{G,inf} G_k \quad [5.16]$$

2. quando se utilizam os valores característicos superior e inferior das ações permanentes:

$$G_{d,sup} = Y_{G,sup} G_{k,sup} \quad [5.17]$$

$$G_{d,inf} = Y_{G,inf} G_{k,inf} \quad [5.18]$$

Onde $G_{k,sup}$ e $G_{k,inf}$ são os valores característicos superior e inferior das ações permanentes, e $Y_{G,inf}$ e $Y_{G,sup}$ são os valores superior e inferior do coeficiente parcial de segurança para as ações permanentes, respectivamente.

- Quando os resultados de uma verificação forem muito sensíveis às variações da intensidade de uma ação permanente de uma zona para outra da estrutura, as componentes desfavoráveis e favoráveis desta ação devem ser consideradas como ações separadas. Isto se aplica em particular à verificação do equilíbrio estático. Nos casos acima referidos é necessário considerar valores específicos de γ_G para as estruturas de edifícios, ou seja, a componente favorável deverá ser associada a $Y_{G,inf} = 0,9$ e a componente desfavorável a $Y_{G,sup} = 1,1$.

5.4.2 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

5.4.2.1 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA PARA AS AÇÕES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

Os coeficientes parciais de segurança para as situações de projeto persistentes e transitórias estão indicados na tabela 5.8.

Nas situações de projeto acidentais a que se aplica a expressão (5.13) os coeficientes parciais de segurança para as ações variáveis são iguais a 1,0.

Tabela 5.8 - Coeficientes parciais de segurança relativos às ações em estruturas de edifícios para situações de projeto persistentes e transitórias.

	Ações permanentes (γ_G) * ver nota	Ações variáveis (γ_Q)		Pré-esforço (γ_P)
		Uma com o valor característico	As demais com os valores de combinação	
Efeito favorável	1,0	0	0	0,9
Efeito desfavorável	1,35	1,5	1,35	1,2

Ver também o item: 5.4.3.1.

Adotando os valores de γ indicados na tabela 5.8 a expressão (5.13) pode ser substituída pelo valor mais elevado das seguintes expressões:

1. considerando apenas a ação variável mais desfavorável:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} \quad [5.19]$$

2. considerando todas as ações variáveis desfavoráveis:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad [5.20]$$

5.4.2.2 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA RELATIVOS AOS MATERIAIS

Os coeficientes parciais de segurança das propriedades dos materiais para os estados limites últimos estão indicados na tabela 5.9.

No caso da verificação da estabilidade para ações acidentais, γ_M para a alvenaria será considerado com o valor 1,2 , 1,5 , 1,8 , respectivamente, para as categorias A, B e C de execução, γ_M para a aderência e para as resistências à tração e à compressão dos ligadores de parede e de topo, será considerado como indicado na tabela 4.9 e γ_S para o aço será considerado com o valor 1,0 .

Tabela 5.9 - Coeficientes parciais de segurança relativos às propriedades dos materiais (γ_M).

γ_M		Categoria de execução			
		A	B	C	
Alvenaria * ver nota	Categoria do controle de produção das unidades de alvenaria	I	1,7	2,2	2,7
	II	2,0	2,5	3,0	
Aderência e resistência à tração e à compressão dos ligadores de parede e de topo			2,5	2,5	2,5
Aderência dos barras de aço			1,7	2,2	—
Aço (designado por γ_S)			1,15	1,15	—

O valor de γ_M a adotar para o graute deve ser apropriado à categoria do controle de produção das unidades de alvenaria no local onde se vai utilizar o enchimento.

5.4.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

5.4.3.1 CONDIÇÕES DE VERIFICAÇÃO

Deve-se verificar que:

$$E_d \leq C_d \quad [5.21]$$

em que :

C_d – é um valor ou uma função de determinadas propriedades de cálculo dos materiais, relacionado com o valor de cálculo do efeito das ações consideradas;

E_d – é o valor de cálculo do efeito das ações, determinado a partir de uma das combinações definidas a seguir.

5.4.3.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As expressões seguintes definem três combinações de ações para os estados limites de utilização:

1. Combinação rara:

$$\sum G_{k,j}^{(+P)} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [5.22]$$

2. Combinação frequente:

$$\sum G_{k,j}^{(+P)} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [5.23]$$

3. Combinação quase frequente:

$$\sum G_{k,j}^{(+P)} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [5.24]$$

Nos casos em que o projeto considera a verificação dos estados limites de utilização através de cálculos pormenorizados, pode-se utilizar expressões simplificadas para estruturas de edifícios (combinação rara ou freqüente):

1. Considerando apenas a ação variável mais desfavorável:

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} \quad [5.25]$$

2. Considerando todas as ações variáveis desfavoráveis:

$$\sum G_{k,j} (+P) + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad [5.26]$$

Assim, as expressões [5.22] e [5.23] poderão ser substituídas pelo valor mais elevado obtido em uma das equações acima.

5.5 DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA

5.5.1 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo o EC6 o dimensionamento pode ser efetuado para seções e elementos da estrutura (tais como paredes) de forma independente, desde que sejam considerados o esquema tridimensional e a interação estrutural. Para garantia desta estabilidade global é necessário que as paredes de alvenaria, dimensionadas segundo esta ENV 1996-1-1, sejam devidamente contraventadas, de tal forma que os deslocamentos de seus nós sejam desprezíveis.

Os possíveis efeitos devidos a imperfeições devem ser considerados admitindo-se que a estrutura está desviada de um ângulo φ radianos com a vertical.

$$\varphi = \frac{1}{100\sqrt{h_{\text{tot}}}} \text{ , em que } h_{\text{tot}} \text{ é a altura total da estrutura em metros.}$$

Deve-se verificar no dimensionamento os estados limites últimos, não sendo necessária a verificação quanto aos estados limites de utilização nos casos em que os estados limites últimos forem satisfeitos.

5.5.2 AÇÕES, COMBINAÇÕES E COEFICIENTES PARCIAIS

Os valores característicos das ações e as combinações de cálculo a serem considerados no dimensionamento devem ser determinados conforme as regras citadas no item 5.4 (REQUISITOS DE PROJETO) com os coeficientes parciais de segurança apropriados, a fim de conduzir à condições seguras e satisfatórias.

5.5.3 PAREDES DE ALVENARIA SIMPLES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS

5.5.3.1 HIPÓTESES

A resistência de paredes de alvenaria simples sujeitas a ação de cargas verticais é função da geometria, do efeito das excentricidades aplicadas e das propriedades da alvenaria. Podendo-se admitir que:

- a) as seções planas permanecem planas;
- b) a resistência à tração da alvenaria na direção perpendicular às juntas de assentamento é nula;
- c) a relação tensões / deformações é elástico - não linear (conforme figura (5.8)).

5.5.3.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Nos estados *limites últimos*, o valor de cálculo da carga vertical numa parede de alvenaria (N_{Sd}) deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência vertical da parede (N_{Rd}), como indicado a seguir:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad [5.27]$$

O valor de cálculo da resistência vertical de uma parede de alvenaria simples por unidade de comprimento (N_{Rd}) é dado por:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M} \quad [5.28]$$

Sendo:

$\phi_{i,m}$ - coeficiente de redução da capacidade, ϕ_i ou ϕ_m , conforme o caso, função dos efeitos de esbelteza e de excentricidade do carregamento;

f_k - resistência característica à compressão da alvenaria, obtida a partir de 5.2.5⁽¹⁾;

γ_M - coeficiente parcial de segurança do material, obtido a partir da tabela 5.9;

t - espessura efetiva da parede.

VALORES MÍNIMOS DA RESISTÊNCIA DE CÁLCULO:

A resistência de cálculo de uma parede pode assumir o seu valor mínimo no quinto intermédio de sua altura, caso em que se deve utilizar ϕ_m , ou no topo ou na base, utilizando nestes casos ϕ_i .

Verificada a segurança quanto o estado limite último, segundo a expressão (5.27), pode-se admitir que as paredes satisfazem também o estado limite de utilização.

⁽¹⁾ No caso da área transversal da parede ser inferior a 0,1 m² (utilização de blocos com espessura inferior a 10 cm), a resistência à compressão da alvenaria (f_k) deve ser multiplicada pelo fator $0,7 + 0,3 A$, sendo que A é a área bruta carregada da seção transversal do elemento, expressa em metros quadrados.

5.5.3.3 COEFICIENTE DE REDUÇÃO DA ESBELTEZ E DA EXCENTRICIDADE

O coeficiente de redução da esbeltez e da excentricidade (ϕ) pode ser obtido da seguinte forma:

1. No topo ou na base da parede:

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad [5.29]$$

Sendo:

e_i - excentricidade no topo ou na base da parede, calculada a partir da expressão (5.30):

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05t \quad [5.30]$$

M_i - momento fletor de cálculo no topo ou na base da parede que resulta da excentricidade da reação do pavimento no seu apoio (excentricidade lateral – ver figura (5.9));

N_i - carga vertical de cálculo no topo ou na base da parede;

e_{hi} - excentricidade no topo ou na base resultante de ações horizontais (por exemplo, vento). Este valor não deve ser utilizado para diminuir e_i ;

e_a - excentricidade accidental, calculada a partir da expressão [5.31];

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} \quad [5.31]$$

t - espessura da parede.

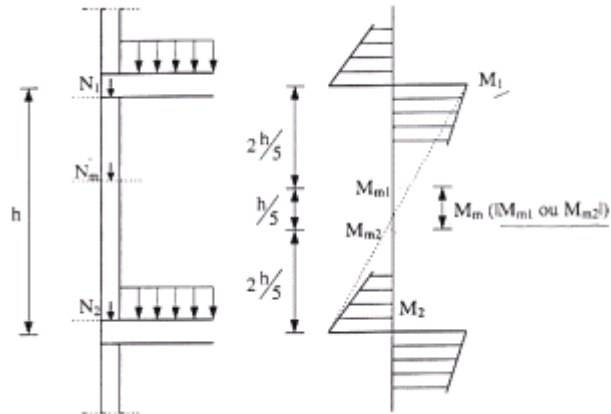


Figura 5.9 – Momentos para o cálculo das excentricidades

2. No quinto intermédio da altura da parede:

Utilizando uma simplificação dos princípios gerais, o coeficiente de redução na zona média da altura da parede (ϕ_m) pode ser obtido a partir da figura 5.10.

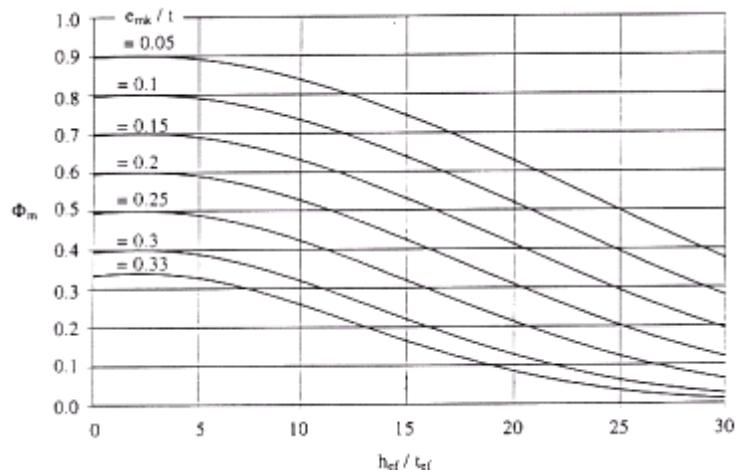


Figura 5.10 – Ábaco mostrando os valores de ϕ_m para diferentes excentricidades em função da esbeltez

e_{mk} - excentricidade no quinto intermédio da altura da parede, calculada utilizando a expressão (5.32);

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad [5.32]$$

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \pm e_a \quad [5.33]$$

e_m - excentricidade provocada pela carga vertical;

M_m - maior momento no quinto intermédio da altura da parede que resulta dos momentos no topo e na base da parede (ver figura (5.9));

N_m - carga vertical de cálculo no quinto intermédio da altura da parede;

e_{hm} - excentricidade a meia altura que resulta das cargas horizontais (por exemplo, vento). Este valor não deve ser utilizado para diminuir e_m ;

h_{ef} - altura efetiva;

t_{ef} - espessura efetiva da parede;

e_k - excentricidade provocada pela fluência:

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m} \quad [5.34]$$

- ou pode ser considerada igual a zero para todas as paredes executadas com blocos cerâmicos ou de pedra natural e para paredes cuja esbeltez não ultrapasse 15, construídas com outras unidades de alvenaria.

ϕ_∞ - coeficiente de fluência a tempo infinito indicado na tabela 5.6.

5.5.3.4 ALTURA EFETIVA DAS PAREDES

Deve ser avaliada com base na rigidez relativa dos elementos da estrutura e na eficácia das ligações. Nesta avaliação é possível fazer uma distinção entre paredes apoiadas ou contraventadas em dois, três ou quatro lados e as paredes livres.

A altura efetiva da parede pode ser considerada igual a:

$$h_{ef} = \rho_n h \quad [5.35]$$

Sendo:

h_{ef} - altura efetiva;

h - pé-direito do piso;

ρ_n - fator de redução, em que $n = 2,3$ ou 4 dependendo do número de apoios da parede ou travamento da parede.

Valores de ρ_n :

1. ρ_2 - para paredes restringidas no topo e na base:
 - a) $\rho_2 = 0,75$ - para paredes restringidas no topo e na base por *pavimentos ou lajes de concreto armado* com vãos para ambos os lados da parede ao mesmo nível, ou por pavimentos de concreto armado com um vão apenas para um lado da parede tendo um apoio mínimo de $2/3$ da espessura, mas não inferior a 85 mm. Caso a excentricidade da carga no topo da parede seja superior a 0,25 vezes a espessura da mesma, ρ_2 deve ser considerado igual a 1,0.
 - b) $\rho_2 = 1,00$ - para paredes restringidas no topo e na base por *pavimentos ou coberturas de madeira* com vãos para ambos os lados da parede ao mesmo nível, ou por pavimentos de madeira com um vão apenas para um lado da parede tendo um apoio mínimo de $2/3$ da espessura, mas não inferior a 85 mm;
 - c) nos casos em que nenhuma das condições anteriores forem aplicáveis $\rho_2 = 1,00$;
2. ρ_3 - para paredes restringidas na base e no topo e contraventadas num bordo vertical (com um bordo livre):

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3 L} \right]^2} \rho_2 > 0,3, \text{ quando } h \leq 3,5L \quad [5.36]$$

$$\rho_3 = \frac{1,5L}{h}, \text{ quando } h > 3,5L \quad [5.37]$$

L – distância do bordo livre ao centro da parede de travamento.

3. ρ_4 - para paredes restringidas na base e no topo e contraventadas em dois bordos verticais:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3 L} \right]^2} \rho_2, \text{ quando } h \leq L \quad [5.38]$$

$$\rho_4 = \frac{0,5L}{h}, \text{ quando } h > L \quad [5.39]$$

L – distância entre os centros das paredes de travamento.

As paredes podem ser consideradas *contraventadas* em determinado bordo vertical desde que :

- não se preveja fendilhação entre as mesmas;
- ambas sejam executadas com materiais de comportamento semelhante, com cargas praticamente uniformes;
- sejam construídas ao mesmo tempo e ligadas entre si recorrendo a utilização de grampos, ligadores ou outros dispositivos semelhantes;
- a ligação seja dimensionada para resistir às forças de tração e compressão;
- não se prevejam movimentos diferenciais.

Além disto, as paredes de travamento devem possuir um comprimento mínimo de 1/5 do pé-direito e uma espessura mínima de 0,3 vezes a espessura efetiva da parede a ser contraventada, mas não inferior a 85 mm. Se a parede possuir

aberturas, o comprimento mínimo entre as mesmas deve estar de acordo com a figura (5.11). E a parede de travamento deve prolongar-se por uma distância mínima de 1/5 do pé-direito para além de cada abertura.

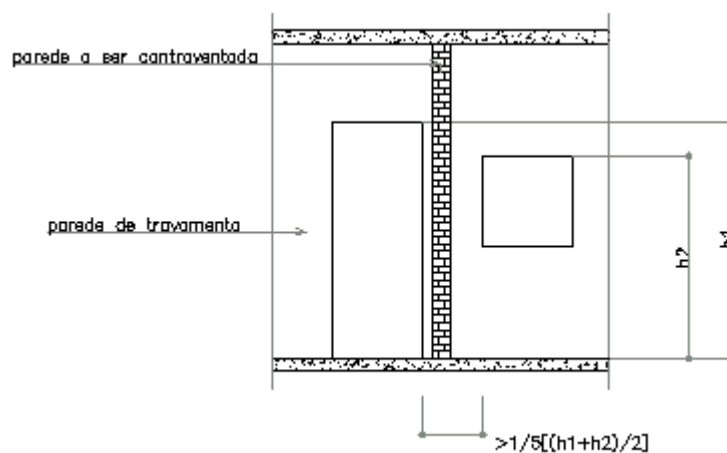


Figura 5. 11 – Comprimento mínimo da parede de travamento com aberturas

Caso o afastamento máximo L entre paredes de contraventamento seja superior a $30t$ (t = espessura da parede a contraventar), a parede deve ser considerada como restringida apenas no topo e na base. O mesmo deve ser considerado para paredes contraventadas num bordo vertical se $L \geq 15$.

5.5.3.5 ESPESSURA EFETIVA DAS PAREDES

A espessura efetiva (t_{ef}) é igual a espessura real para paredes simples, compostas, de face à vista, com juntas descontínuas, paredes-cortinas e paredes duplas preenchidas.

5.5.3.6 ESBELTEZ DAS PAREDES

A esbeltez de uma parede não deve ser superior a 27.

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27 \quad [5.40]$$

5.5.4 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO DE ALVENARIA SIMPLES

5.5.4.1 GENERALIDADES

- A resistência às ações horizontais é assegurada através de um sistema constituído pelos pavimentos e paredes de contraventamento;
- Deve-se considerar a presença de aberturas nas paredes;
- Parte de uma parede pode funcionar como uma nervura (flanges ou abas) para uma parede de contraventamento, aumentando sua rigidez e resistência que pode ser considerada no dimensionamento;
- Comprimento mínimo dos flanges ou nervuras (figura (5.12)):

$$\Rightarrow \frac{2h_{tot}}{10} \quad h - \text{altura total da parede de contraventamento};$$

\Rightarrow metade da distância entre paredes de contraventamento;

\Rightarrow distância à extremidade da parede;

\Rightarrow metade da distância entre pisos.

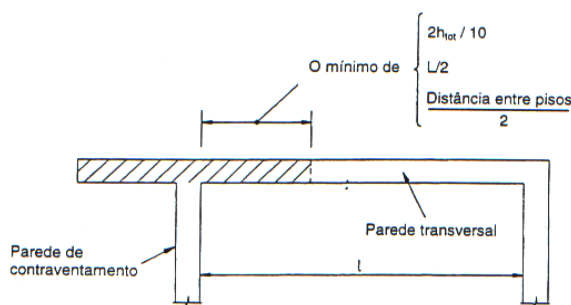


Figura 5.12 – Largura das abas ou flanges para paredes de contraventamento

DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Nos casos em que os pavimentos possam ser considerados como diafragmas rígidos, um método conservador é o de distribuir as ações horizontais pelas paredes de contraventamento de acordo com a sua rigidez, admitindo que todas se deslocam na mesma proporção; métodos de análise mais aprofundados poderão ser utilizados.

Nos demais casos, em que os pavimentos não são suficientemente rígidos para serem considerados como diafragmas horizontais (por exemplo, lajes pré-fabricadas de concreto armado que não estejam ligadas entre si) as forças horizontais a serem resistidas pelas paredes são consideradas com sendo as forças dos pisos aos quais estão diretamente ligadas, a não ser que se efetue uma análise semi-rígida.

5.5.4.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

- Paredes de contraventamento e qualquer nervura devem ser verificadas para ações verticais e ações de cisalhamento;
- Ligações entre paredes de contraventamento e as nervuras das paredes transversais, consideradas na análise, devem ser verificadas ao corte vertical;
- O valor de cálculo do esforço aplicado (V_{Sd}) deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência (V_{Rd}):

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad [5.41]$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M} \quad [5.42]$$

f_{vk} - valor característico da resistência ao corte;

t - espessura da parede;

l_c - largura da parte comprimida da parede, admitindo uma distribuição triangular de tensões.

Pode-se admitir que as paredes que satisfazem o estado limite último quando verificadas de acordo com a expressão (5.41), satisfazem também o estado limite de utilização.

5.5.5 ALVENARIA ARMADA

5.5.5.1 ELEMENTOS DA ALVENARIA ARMADA SUJEITOS À FLEXÃO SIMPLES, FLEXÃO COMPOSTA E A ESFORÇOS AXIAIS

1. GENERALIDADES

- a) A resistência dos elementos da alvenaria armada deve ser calculada utilizando uma teoria na qual o comportamento não-linear dos materiais e os efeitos de segunda ordem sejam considerados;
- b) As regras de dimensionamento aplicam-se à flexão tanto no plano como lateralmente, incluindo paredes e vigas;
- c) As características relacionadas a deformação do graute devem ser consideradas iguais à da alvenaria, assim como as hipóteses de cálculo.

2. HIPÓTESES

- a) as seções planas permanecem planas;
- b) as armaduras estão sujeitas à mesma deformação que a alvenaria;
- c) a resistência à tração da alvenaria é nula;
- d) a deformação de compressão máxima da alvenaria é estabelecida de acordo com o material;
- e) a deformação de tração máxima da armadura é estabelecida de acordo com o material;

f) a relação tensões / deformações é elástico - não linear (figura (5.8)).

3. ESBELTEZ DE ELEMENTOS CARREGADOS VERTICALMENTE

A esbeltez de elementos carregados verticalmente no seu plano deve ser determinada de acordo com 5.5.1 – Dimensionamento de alvenaria simples sujeita a ações verticais; e esta não deve ser superior a 27.

4. ELEMENTOS COM ABAS OU FLANGES

Nos casos em que as armaduras estiverem concentradas localmente de modo que o elemento possa funcionar com abas ou flanges, por exemplo, com forma de T ou L, a espessura das abas (t_f) deve ser considerada igual à espessura da alvenaria mas, não superior a $0,5d$, em que d é a altura útil do elemento.

A largura efetiva das abas (b_{ef}) deve ser considerada igual ao menor dos seguintes valores:

a) Para elementos em T:

- a largura real da aba;
- a largura dos furos ou nervuras, acrescida de 12 vezes a espessura da aba;
- o espaçamento dos furos ou nervuras;
- um terço da altura da parede.

b) Para elementos em L:

- a largura real da aba;
- a largura dos furos ou nervuras, acrescida de 6 vezes a espessura da aba;
- metade do espaçamento dos furos ou nervuras;
- um sexto da altura da parede.

5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ELEMENTOS

Para verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, o valor de cálculo da ação atuante (S_d) deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência do elemento (R_d):

$$S_d \leq R_d \quad [5.43]$$

5.5.5.2 ELEMENTOS DA ALVENARIA ARMADA SUJEITOS A ESFORÇO TRANSVERSO

Relativamente ao estado limite último, o valor de cálculo do esforço transversal atuante (V_{Sd}), deve ser menor ou igual ao valor de cálculo do esforço resistente do elemento (V_{Rd}):

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad [5.44]$$

1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DESPREZANDO A ARMADURA DE CISALHAMENTO

Para elementos em que a contribuição da armadura de esforço transversal seja desprezada, deve verificar-se que:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad [5.45]$$

Sendo:

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M} \quad [5.46]$$

b – largura mínima do elemento ao longo de sua altura útil;

d – altura útil do elemento;

f_{vk} – valor característico da resistência ao cisalhamento da alvenaria ou do graute, adotar o menor;

γ_M - coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou graute;

Para vigas simplesmente apoiadas ou consoles em que a relação entre o vão de esforço transversal e altura útil for inferior a 2 o valor de f_{vk} a ser utilizado na determinação de V_{Rd} pode ser aumentado pelo valor:

$$\frac{2d}{a_v} \leq 4$$

Sendo:

d – altura útil do elemento;

a_v – distância da face do apoio à carga.

Desde que o esforço transversal de cálculo seja calculado à face do apoio e f_{vk} não seja superior a 0.7 N/mm², considerando o vão de esforço transversal como a relação entre o momento fletor de cálculo máximo e o esforço transversal de cálculo máximo.

2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA CONSIDERANDO A ARMADURA DE CISALHAMENTO

Para elementos com armadura de cisalhamento deve-se verificar:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad [5.47]$$

em que V_{Rd1} é dado pela expressão (5.48) e V_{Rd2} é dado por:

$$V_{Rd1} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (1 + \cot\alpha) \sin\alpha \quad [5.48]$$

Sendo:

- d – altura útil do elemento;
- A_{sw} – área da armadura de cisalhamento;
- s – espaçamento da armadura;
- α - ângulo dos varões com o eixo do elemento entre 45° e 90°;
- f_{yk} – valor característico da tensão de escoamento;
- γ_s - coeficiente parcial de segurança relativo ao aço.

Deve-se verificar também:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq \frac{0,30 f_k b d}{\gamma_M} \quad [5.49]$$

Sendo:

- d – altura útil do elemento;
- b – largura mínima do elemento;
- f_k – valor característico da resistência à compressão da alvenaria na direção do carregamento ou do graute, adotar o menor valor;
- γ_M - coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao graute.

5.6 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

As recomendações quanto às disposições construtivas do EC6 são:

1. a espessura das paredes resistentes não deve ser inferior a 100 mm;
2. as unidades de alvenaria deve ser sobrepostas de forma desencontrada de modo que a parede funcione como um elemento estrutural único;
3. os tipos de unidades de alvenaria estão representados nas figuras (5.1), (5.2) e (5.3);
4. as juntas de assentamento e as juntas transversais realizadas com argamassa convencional e leve devem ter espessura entre 8 e 15 mm, e as executadas com argamassa-cola entre 1 e 3 mm;

5. as armaduras devem ser colocadas de forma a assegurarem um comportamento conjunto com a alvenaria (figura (5.13));

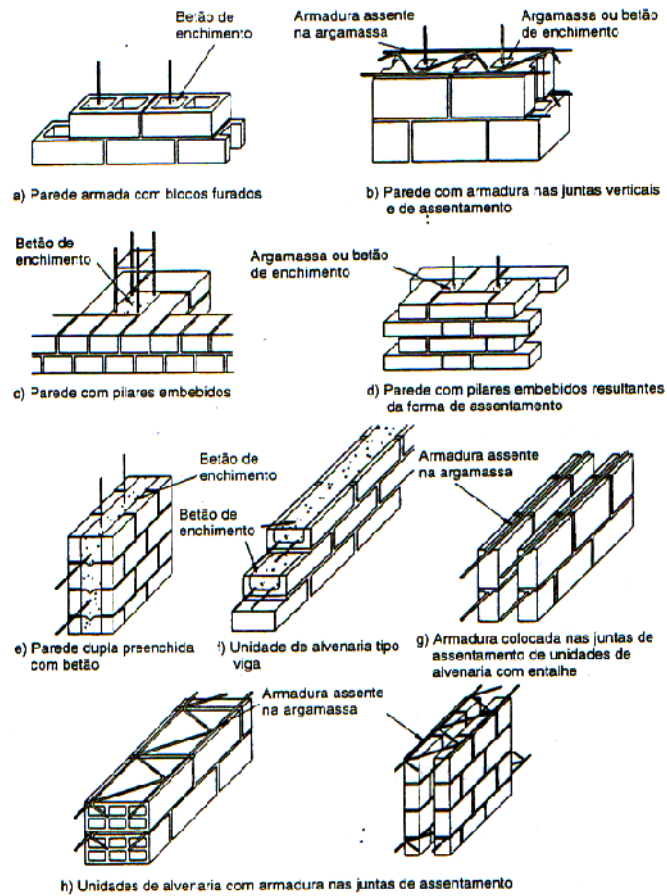


Figura 5.13 – Exemplo de colocação de armaduras na alvenaria

6. no caso das armaduras estarem em juntas de assentamento o recobrimento mínimo de argamassa deve satisfazer as condições estabelecidas na figura (5.14).

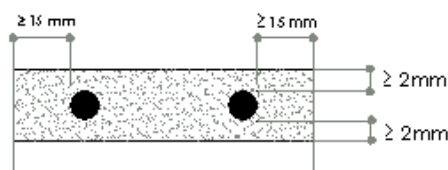


Figura 5.14 – Recobrimento das armaduras em junta de assentamento

5.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo buscou-se apresentar as recomendações do EUROCÓDIGO 6 (Projeto de Estruturas de Alvenaria / ENV 1996-1-1) para o dimensionamento segundo o método dos estados limites, principalmente os itens referentes à verificação da segurança dos elementos estruturais.

A exemplificação da teoria apresentada será demonstrada no capítulo 6 onde verificar-se-á os elementos estruturais dos edifícios de 4 (quatro) e 8 (oito) pavimentos analisados e dimensionados segundo o método das tensões admissíveis (NBR 10837 / 1989).

Quanto às disposições construtivas procurou-se abordar os principais pontos, uma vez que o objetivo deste trabalho é verificar a segurança dos elementos de um edifício de alvenaria.

EXEMPLOS NUMÉRICOS – EUROCÓDIGO 6

CAPÍTULO 6

Neste capítulo será verificada a segurança dos elementos estruturais dos edifícios de 4 (quatro) e 8 (oito) pavimentos, dimensionados segundo as recomendações da Norma Brasileira (NBR 10837) no capítulo 4, à luz do Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria / ENV1996-1-1.

6.1. DADOS DOS EXEMPLOS

Propõe-se como exemplo os mesmos edifícios do capítulo 4, de 4 (quatro) e 8 (oito) pavimentos, executados com blocos vazados de concreto de 14x19x39 (dimensões em cm) e lajes de concreto com 8cm de espessura; cujas ações e características gerais consideradas foram:

1. Ações permanentes:

- a) Laje + revestimento: 3,0 kN/m²;

- b) Peso próprio da alvenaria + revestimento: $14 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} = 1,96 \text{ kN/m}^2$.
2. Ações variáveis:
- a) Laje (sobrecarga): $2,0 \text{ kN/m}^2$;
- b) Vento: de acordo com a rigidez dos painéis.
3. Materiais:
- a) Lajes de concreto armado com 8 cm de espessura;
- b) Paredes simples executadas com blocos vazados de concreto de $14 \times 19 \times 39$ (dimensões em cm), classificados como unidades de alvenaria do Grupo 2b, segundo EC6 - Tabela 5.1:

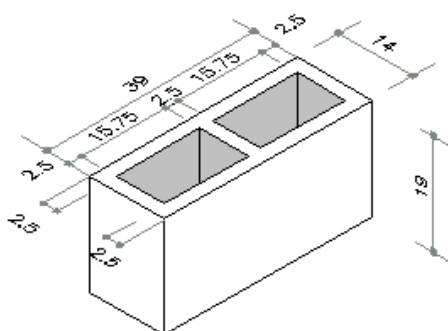


Figura 6.1 – Bloco vazado de concreto M15

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{total}} = 14 \times 19 \times 39 = 10.374 \text{ cm}^3 \\ V_{\text{furos}} = 2 (9 \times 15.75 \times 19) = 5.386,5 \text{ cm}^3 \\ \%V_{\text{furos}} = \frac{5.386,5}{10.374} \times 100 = 52 \% \end{array} \right. \xrightarrow{\text{tabela 5.1}} \text{GRUPO 2b} \quad [6.1]$$

- c) A resistência média à compressão dos blocos do 1º pavimento é de 5,5 MPa para o edifício de 4 pavimentos e 9,0 MPa para o de 8 pavimentos, conforme definido no capítulo 4; assentados com argamassa convencional com traço 1:2:6 com resistência à compressão (f_a) de 6 MPa.

6.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para verificação da segurança serão analisados os resultados obtidos quando da consideração de paredes isoladas para distribuição das ações verticais, por ter sido definido como processo mais seguro no método das tensões admissíveis. Quanto à ação horizontal considerar-se-á a ação do vento na direção y , por causar as maiores tensões.

As ações verticais decorrentes das cargas de uso foram calculadas conforme especificações da NBR 6120 (1980), figura 4.5[a] (reações das lajes) do capítulo 4.

6.2.1. EDIFÍCIO COM 4 (QUATRO) PAVIMENTOS

As nomenclaturas das paredes estão de acordo com as definidas no capítulo 4, figura (6.2), assim como as dimensões.

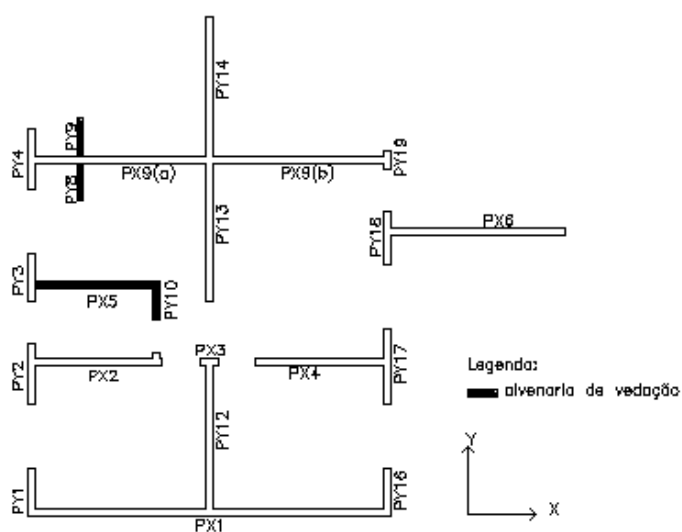


Figura 6.2 – Nomenclatura das paredes

6.2.1.1 VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO SIMPLES

Neste exemplo será verificada a segurança das paredes PX1, PX2, PX3, PX4, PX6, PX9 sujeitas apenas às ações verticais e PY13/PY14 mais solicitadas segundo o método das tensões admissíveis quando considerada a ação do vento (situação 1, item 4.3.3 do capítulo 4). Assim, pretende-se que com estas análises seja possível comparar os dois métodos: tensões admissíveis e método dos estados limites.

a) PAREDE PX1

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

De acordo com o item 5.4.3.1 do capítulo 5, o valor de cálculo dos efeitos das ações deve ser determinado através da tabela (5.8). Sendo $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,50$, pode-se admitir que:

$$N_{sd} = 1,35 N_{Gk,total} + 1,5N_{Qk,total} \quad [6.2]$$

Portanto, neste caso tem-se:

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):
 reação de apoio das lajes (p.p. + rev.) = $(3,98 - 0,4 \times 3,98) \text{ kN/m} \times 4 = 9,55 \text{ kN/m}$;
 p.p. da alvenaria + revestimento = $5,50 \text{ kN/m} \times 4 = 22,00 \text{ kN/m}$;
 $N_{Gk} \text{ total} = 31,70 \text{ kN/m}$.

- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):
 reação de apoio das lajes (s.c. de utilização) = $(0,4 \times 3,98) \text{ kN/m} \times 4 = 6,37 \text{ kN/m}$;
 $N_{Qk} \text{ total} = 6,50 \text{ kN/m}$.

- Ação de cálculo (N_{sd}):
 $N_{sd} = 1,35 \times 31,55 + 1,5 \times 6,37 = 52,15 \text{ kN/m}$

Obs.: Considerou-se, para simplificação dos cálculos, que a carga vertical variável (sobrecarga) corresponde a 40% do carregamento total que atua sobre a laje (conforme valores definidos em 6.1).

2. ESPESSURA EFETIVA

Conforme item 5.4.5 a espessura efetiva de PX1 é igual a espessura real da parede:

$$t_{ef} = t_{real} = 0,14m \quad [6.3]$$

3. ALTURA EFETIVA

Para determinação da altura efetiva (expressão (5.35) do capítulo 5) torna-se necessário verificar a adequabilidade das paredes de contraventamento, pois através deste resultado é possível definir o valor de ρ_n .

- Verificação da adequabilidade das paredes de contraventamento

Deve-se verificar a espessura (t) e o comprimento (l) mínimos das paredes de travamento (PY1, PY12 e PY16), segundo as recomendações do EC6, item 5.5.3.4 do capítulo 5. Neste caso, as paredes mais desfavoráveis são PY1 e PY16 (figura 6.3), uma vez que tratam-se de paredes com aberturas.

PY1

$$t = 0,14m \geq \begin{cases} 0,085m \\ 0,3t_{ef} = 0,042m \end{cases} \quad [6.4]$$

$$l_1 = 1,14m \geq \left\{ \frac{1}{5} \times \text{pé - direito} = \frac{1}{5} \times 2,80 = 0,56m \right.$$

PY16

$$t = 0,14\text{m} \geq \begin{cases} 0,085\text{m} \\ 0,3t_{ef} = 0,042\text{m} \end{cases} \quad [6.5]$$

$$l_1 = 1,44\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \times \text{pé - direito} = \frac{1}{5} \times 2,80 = 0,56\text{m} \right.$$

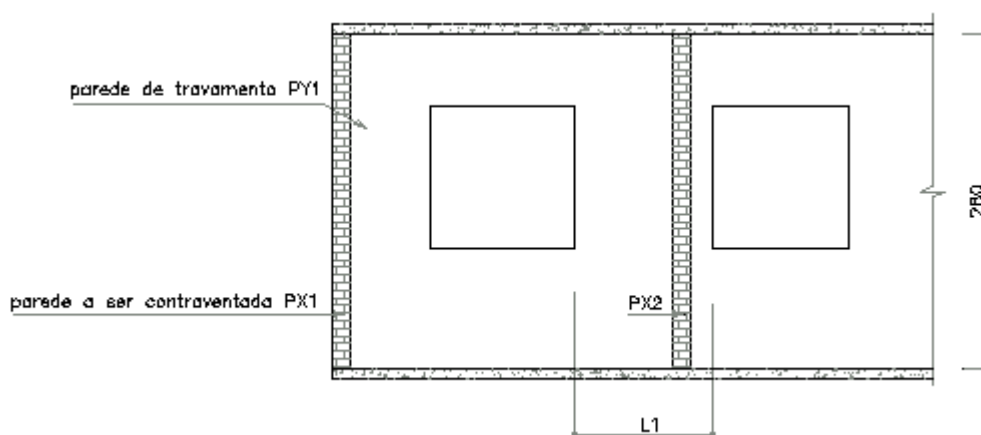


Figura 6.3 – Comprimento mínimo (L1) das paredes de travamento [PY1 e PY16].

PY12

$$t = 0,14\text{m} \geq \begin{cases} 0,085\text{m} \\ 0,3t_{ef} = 0,042\text{m} \end{cases} \quad [6.6]$$

$$l = 2,70\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \times \text{pé - direito} = \frac{1}{5} \times 2,80 = 0,56\text{m} \right.$$

- Verificação do afastamento entre as paredes de contraventamento
 Caso o afastamento L entre paredes de contraventamento for superior a 30t, a parede deve ser considerada como restringida apenas no topo e na base. No caso em análise (ver figura 4.1 [a] do capítulo 4):

$$L = 3,34\text{m} \leq 30 \times 0,14 = 4,20\text{m} \quad [6.7]$$

t = espessura da parede a contraventar

- Conclusão

De acordo com as recomendações do EC6 a parede PX1 é contraventada nos bordos verticais, sendo PY1, PY12 e PY16 suas paredes de travamento.

- Altura efetiva

Sendo a parede PX1 contraventada nos bordos verticais e restringida no topo e na base, o fator de redução será determinado a partir da expressão (5.38) do capítulo 5:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{0,75}{3} \frac{280}{334} \right]^2} \times 0,75 = 0,54 \quad h < L (2,80\text{m} < 3,34 \text{ m}) \quad [6.8]$$

sendo:

ρ_4 - fator de redução para paredes restringidas no topo e na base e contraventadas em dois bordos verticais;

L - distância entre os centros das paredes de travamento.

Portanto, a altura efetiva (h_{ef}) de PX1 será igual a:

$$h_{ef} = 0,54 \times 2,80 = 1,51\text{m} \quad [6.9]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

De acordo com a expressão (5.40) do capítulo 5, tem-se:

$$\frac{1,51}{0,14} = 10,8 \leq 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

A capacidade resistente de uma parede é obtida através da expressão (5.28)

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} f_k}{\gamma_M}$$

conforme descrito no capítulo 5, $\phi_{i,m}$ é o coeficiente de redução da capacidade, ϕ_i (nas extremidades) ou ϕ_m (no quinto intermédio), de acordo com o caso, função dos efeitos de esbeltez e de excentricidade do carregamento. Para isto é necessário analisar qual será a situação determinante para cada parede.

- Seção de topo

O cálculo do momento no topo da parede pode ser efetuado de forma aproximada isolando o nó que se pretende analisar. Esta metodologia vem expressamente referida no Anexo C do EUROCÓDIGO 6, que consiste em utilizar uma análise reticulada ou uma simples análise do nó no cálculo da excentricidade do carregamento em paredes.

Baseando-se neste modo simplificado para análise da ligação entre a parede PX1 e a laje obtém-se o esquema da figura (6.4).

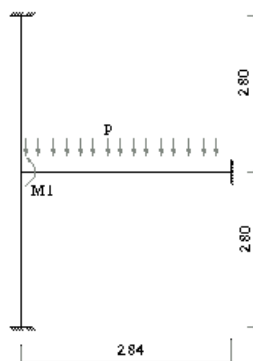


Figura 6.4 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX1.
A relação de rigidez (r) entre a laje e a parede resulta em

$$r = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{laje}}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{parede}}} = \frac{\left[\frac{30,5 \times (1,0 \times 0,08^3) / 12}{2,84} \right]}{\left[\frac{2,16 \times (1,0 \times 0,14^3) / 12}{2,80} \right]} = 2,60 \quad [6.10]$$

em que se admitiu que o módulo de elasticidade do concreto é 30,5 GPa e o da alvenaria é dado por $E_{\text{parede}} = 1000 f_k$ (item 5.2.7.2. do capítulo 5) sendo f_k a resistência característica à compressão da alvenaria determinada a partir da expressão (5.1); cujas considerações, baseadas no item 5.2.5.2 do capítulo 5, foram:

- $K = 0,40$ - por tratar-se de blocos do grupo 2b e existir junta longitudinal de argamassa através da totalidade;
- $f_b = 6,71$ MPa – resistência normalizada à compressão do bloco, obtida através da multiplicação da resistência média 5,5 MPa pelo coeficiente $\delta \cong 1,22$ (tabela 5.2). Neste caso foi necessária uma interpolação para definição de δ uma vez que a altura dos blocos utilizados é igual a 190mm e a menor dimensão é 140 mm.
- Com estas considerações concluiu-se que:

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$f_k = 0,40 \cdot 6,71^{0,65} \cdot 6^{0,25} = 2,16 \text{ MPa e} \quad [6.11]$$

$$E_{\text{parede}} = 1000 \times 2,16 = 2.160 \text{ MPa.}$$

O momento de topo da parede M_1 vale:

$$M_1 = \frac{p_{Sd} l^2}{12} \times c_d = \frac{7,05 \times 2,84^2}{12} \times 0,22 = 1,05 \text{ kN.m/m} \quad [6.12]$$

em que:

$$p_{Sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (2,0 + 1,0) + 1,5 \times (2,0) = 7,05 \text{ kN/m}^2;$$

$$G_K = \text{p.p. da laje + ver.} = 25 \times 0,08 + 1,0 = 3,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$Q_K = \text{s.c. da laje} = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_d = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{parede}}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{nó}}} = \frac{1}{1 + 1 + 2,60} = 0,22.$$

Verifica-se que a ligação entre a laje e parede não é totalmente monolítica, desta forma, segundo as recomendações do EC6, que constam no Anexo C da referida norma, pode-se reduzir o valor obtido para o momento no topo da parede, multiplicando-o pelo coeficiente $(1 - K/4)$, igual a

$$K = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{lajes}}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{paredes}}} = \frac{2,60}{1 + 1} = 1,30 \quad [6.13]$$

desde que $K < 2$ e a tensão de cálculo vertical que atua sobre o nó seja superior a 0,25 MPa.

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{t} = \frac{52,15}{0,14} = 0,37 \text{ MPa} > 0,25 \text{ MPa} \quad [6.14]$$

Desta forma, o momento final no topo da parede será igual a:

$$M_{1(\text{red.})} = M_1 \times (1 - k/4) = 1,05 \times (1 - 1,30/4) = 0,71 \text{ kN.m/m} \quad [6.15]$$

A excentricidade na seção de topo (e_i) é determinada segundo a expressão (5.30), o que resulta em:

$$e_i = \frac{0,71}{52,15} + 0 + \frac{1,51}{450} = 0,017\text{m} \geq 0,05t = 0,05 \times 0,14 = 0,007\text{m} \quad [6.16]$$

Finalmente, o valor do coeficiente de redução da capacidade ϕ_i vale:

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,017}{0,14} = 0,76 \quad [6.17]$$

- Seção intermediária

O momento na seção de base M_2 vale:

$$M_2 = -M_1/2 = -1,05/2 = -0,53 \text{ kN.m/m} \quad [6.18]$$

Pelo que o momento máximo M_m no quinto intermédio da parede será igual a

$$M_m = 0,6M_1 + 0,4M_2 = 0,6 \times (1,05) - 0,4 \times (0,53) = 0,38 \text{ kN.m/m} \quad [6.19]$$

Portanto, a excentricidade na seção intermediária e_m vale:

$$e_{mk} = e_m + e_k = \left(\frac{M_m}{N_m} + e_{hm} + e_a \right) + 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m} \quad [6.20]$$

em que e_m é a excentricidade instantânea, e_k é a excentricidade de fluência, e_{hm} é a excentricidade, caso exista, a meia altura da parede resultante das ações horizontais, e_a é a excentricidade acidental e ϕ_∞ é o coeficiente de fluência. A excentricidade de fluência e_k pode ser considerada igual a zero para todas as paredes executadas com unidades cerâmicas ou de pedra natural e para

paredes cuja esbeltez não seja superior a 15, executadas com outro material. Neste caso, a parede será executada com blocos de concreto, mas verifica-se que a esbeltez h_{ef} / t_{ef} é de apenas 10,8, pelo que a excentricidade de fluência pode ser admitida igual a zero. E considerando que o valor do esforço axial da parede se mantém constante:

$$e_{mk} = \left(\frac{0,42}{52,15} + 0 + \frac{1,51}{450} \right) + 0 = 0,011m \geq 0,005t = 0,007m \quad [6.21]$$

Do ábaco da figura (6.5) ($e_{mk}/t = 0,011/0,14 \cong 0,08$) é possível obter o valor do coeficiente de redução da capacidade $\phi_m \cong 0,80$.

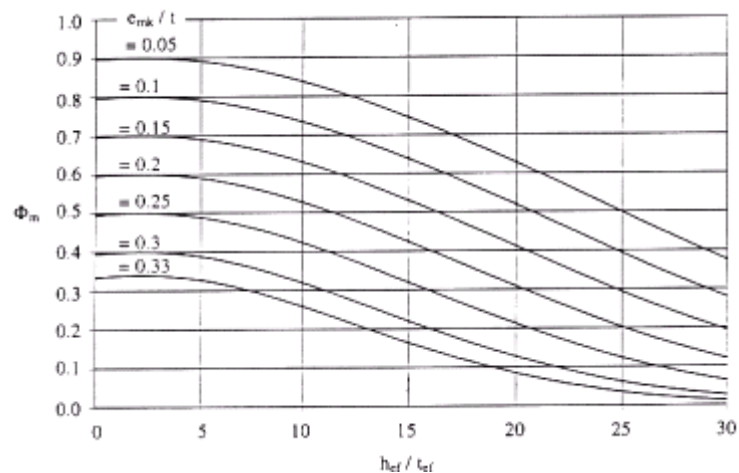


Figura 6.5 – Ábaco mostrando os valores de ϕ_m

- Cálculo da resistência

Portanto, a resistência da parede é governada pelo menor coeficiente de redução ($\phi_{i,m}$), neste caso, a seção de topo (expressão (6.17)) é condicionante e a capacidade resistente é igual a:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,76 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 92 \text{ kN/m}$$

O valor de γ_m foi determinado a partir da tabela 5.9 do capítulo 9, considerando categoria II para controle de produção dos blocos e categoria de execução B.

Vale salientar que o EC6 considera três categorias de execução das alvenarias: A, B e C, em função da qualificação do pessoal dirigente da obra, da existência e qualificação da fiscalização, da existência de controle das propriedades da argamassa e do processo de fabricação das mesmas.

As categorias I e II referem-se à existência na fábrica de um sistema de garantia de qualidade dos produtos e para a categoria II uma declaração do fabricante das unidades de alvenaria.

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A parede PX1 cumpre os requisitos de segurança:

$$N_{Rd} = 92 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 52,16 \text{ kN/m}$$

que corresponde à tensão:

$$f_{alv,c} = \frac{52,16}{0,14} = 373 \text{ KN/m}^2 \quad [6.22]$$

b) PAREDE PX2

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):

$$\text{reação de apoio das lajes (p.p. + rev.)} = [(3,98 - 0,4 \times 3,98) + (5,73 - 0,3 \times 5,73)] \times 4$$

$$= 23,30 \text{ kN/m};$$

$$\text{p.p. da alvenaria + revestimento + reação dos lintéis} = (5,50 + 1,80) \text{ kN/m} \times 4$$

$$= 29,20 \text{ kN/m};$$

$$N_{Gk} \text{ total} = 52,50 \text{ kN/m}.$$

- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):

$$\text{reação de apoio das lajes (s.c. de utilização)} = [(0,4 \times 3,98) + (0,3 \times 5,73)] \times 4$$

$$= 13,24 \text{ kN/m};$$

$$N_{Qk} \text{ total} = 13,24 \text{ kN/m}.$$

- Ação de cálculo (N_{sd}):

$$N_{sd} = 1,35 \times 52,50 + 1,5 \times 13,24 = 90,74 \text{ kN/m}$$

Obs.: Na laje L3 a carga acidental corresponde a 30% da carga total atuante uma vez que nesta laje existem paredes de alvenaria aumentando a carga total. Os cálculos encontram-se no item referente à determinação do momento de topo.

2. ESPESSURA EFETIVA

$$t_{ef} = t_{real} = 0,14\text{m} \quad [6.23]$$

3. ALTURA EFETIVA

- Verificação da adequabilidade das paredes de contraventamento (PY2 e PY12)

A parede mais desfavorável é PY2 (figura 6.6) por apresentar aberturas. O comprimento mínimo entre as mesmas deve estar de acordo com a figura (5.11) do capítulo 5.

PY2

$$L_2 = 1,14\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \frac{(h_1 + h_2)}{2} = \frac{1}{5} \frac{(2 \times 2,20)}{2} = 0,44\text{m} \right. \quad [6.24]$$

L_2 = comprimento entre as aberturas.

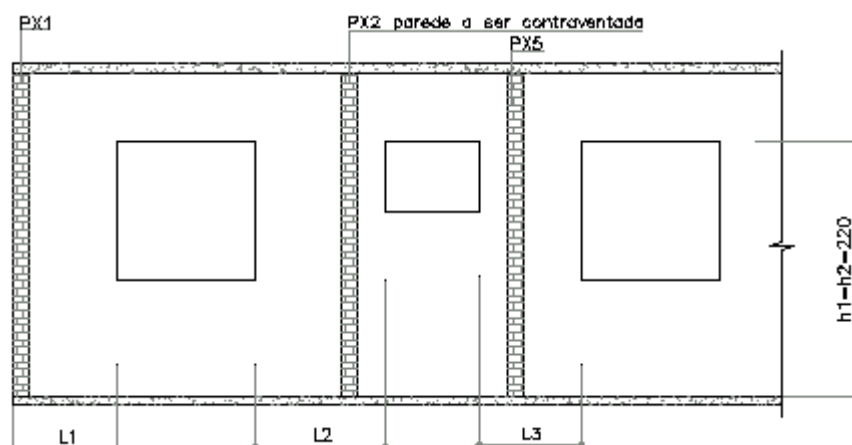


Figura 6.6 – Comprimento mínimo da parede de travamento [PY2].

E, PY2 deve prolongar-se por uma distância mínima (L_1 e L_3) de $1/5$ do pé direito para além de cada abertura.

$$L_1 = 0,82\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \times \text{pé} - \text{direito} = \frac{1}{5} \times 2,80 = 0,56\text{m} \right. \quad [6.25]$$

$$L_3 = 0,89\text{m} > 0,56\text{m}$$

Verificação da espessura:

$$t = 0,14\text{m} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,085\text{m} \\ 0,3t_{ef} = 0,042\text{m} \end{array} \right. \quad [6.26]$$

PY12

$$\begin{aligned} t &= 0,14\text{m} > 0,085\text{m e } 0,042\text{m} \\ l &= 2,70\text{m} > 0,56\text{m} \end{aligned} \quad [6.27]$$

- Verificação do afastamento entre as paredes de contraventamento

$$L = 3,34\text{m} \leq 30 \times 0,14 = 4,20\text{m} \quad [6.27]$$

- Conclusão

De acordo com as recomendações do EC6 a parede PX2 é contraventada nos bordos verticais, sendo PY2 e PY12 suas paredes de travamento.

- Altura efetiva

De acordo com os resultados anteriores:

$$\rho_n = \rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{0,75 \cdot 280}{3 \cdot 334} \right]^2} \times 0,75 = 0,54 \quad h < L \text{ (} 2,80\text{m} < 3,34 \text{ m)} \quad [6.28]$$

Portanto, a altura efetiva (h_{ef}) de PX2 será igual a:

$$h_{ef} = 0,54 \times 2,80 = 1,51\text{m} \quad [6.29]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

$$\frac{1,51}{0,14} = 10,8 \leq 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

- Seção de topo

De acordo com o método simplificado (figura 6.7), e com as considerações definidas em PX1 com relação ao módulo de elasticidade da alvenaria, tem-se:

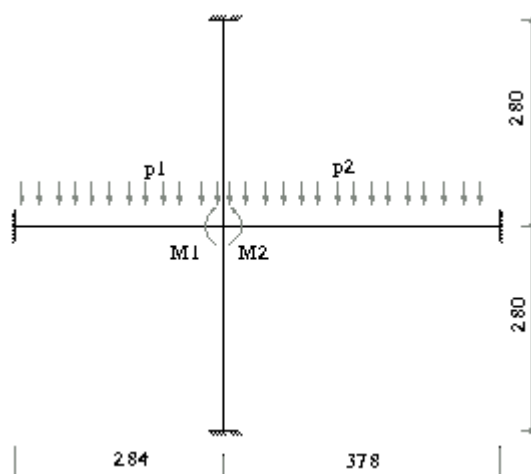


Figura 6.7 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX2.

$$r = \frac{\left[\frac{30,5 \times (1,0 \times 0,08^3) / 12}{6,62} \right]}{\left[\frac{2,16 \times (1,0 \times 0,14^3) / 12}{2,80} \right]} = 1,11 \quad [6.30]$$

O momento de topo da parede M_1 vale:

$$M_1 = c_d \left[-\frac{p_{1Sd} l^2}{12} + \frac{p_{2Sd} l^2}{12} \right] = 0,24 \left[-\frac{7,05 \times 2,84^2}{12} + \frac{9,21 \times 3,78^2}{12} \right] = 1,50 \text{ kN.m/m} \quad [6.31]$$

sendo:

- Cargas p_{1Sd} :

$$p_{Sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (3,0) + 1,5 \times (2,0) = 7,05 \text{ kN/m}^2;$$

$$G_K = \text{p.p. da laje + rev.} = 3,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$Q_K = \text{s.c. da laje} = 2,0 \text{ kN/m}^2.$$

- Cargas p_{2Sd} :

$$p_{Sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (4,6) + 1,5 \times (2,0) = 9,21 \text{ kN/m}^2;$$

$$G_K = \text{p.p. da laje + rev. + alvenaria} = 25 \times 0,08 + 1,0 + 1,6 = 4,6 \text{ kN/m}^2;$$

$$Q_K = \text{s.c. da laje} = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

- Carga total por unidade de área das alvenarias sobre a laje (PX5, PY10 e PY8):

- p.p. = $14 \times 0,14 \times 2,80 = 5,50 \text{ kN/m}$;

- comprimento total das paredes (tabela 4.1 - capítulo 4): $2,34 + 0,60 + 0,70 = 3,64 \text{ m}$;

- carga total em $\text{kN/m}^2 = (5,50 \text{ kN/m} \times 3,64) / 3,78 \times 3,34 = 1,60 \text{ kN/m}^2$.

- $c_d = \frac{1}{1+1+2 \times 1,11} = 0,24$.

Redução do momento no topo da parede:

$$K = \frac{2 \times 1,11}{1+1} = 1,11 < 2 \quad [6.32]$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{90,74}{0,14} = 0,65 \text{ MPa} > 0,25 \text{ MPa} \quad [6.33]$$

Portanto,

$$M_{1(\text{red.})} = 1,50 \times (1 - 1,11/4) = 1,08 \text{ kN.m/m} \quad [6.34]$$

A excentricidade na seção de topo (e_i) é:

$$e_i = \frac{1,08}{90,74} + 0 + \frac{1,51}{450} = 0,015\text{m} > 0,05t = 0,007\text{m} \quad [6.35]$$

Finalmente, ϕ_i vale:

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{0,015}{0,14} = 0,79 \quad [6.36]$$

- Seção intermediária

O momento na seção de base M_2 vale:

$$M_2 = -M_1/2 = -1,50/2 = -0,75 \text{ kN.m/m} \quad [6.37]$$

pelo que o momento máximo M_m no quinto intermédio da parede será igual a

$$M_m = 0,6M_1 + 0,4M_2 = 0,6 \times (1,50) - 0,4 \times (0,75) = 0,60 \text{ kN.m/m} \quad [6.38]$$

$$e_{mk} = \left(\frac{0,60}{90,74} + 0 + \frac{1,51}{450} \right) + 0 = 0,010\text{m} > 0,005t = 0,007\text{m} \quad [6.39]$$

Do ábaco (figura (6.5)) ($e_{mk}/t \cong 0,07$) é possível obter o valor do coeficiente de redução da capacidade $\phi_m \cong 0,80$.

- Cálculo da resistência

Portanto, a seção de topo (expressão (6.36)) é condicionante e a capacidade resistente é igual a:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} f_k}{\gamma_M} = \frac{0,79 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 96 \text{ kN/m}$$

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A parede PX2 cumpre os requisitos de segurança:

$$N_{Rd} = 96 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 90,74 \text{ kN/m}$$

que corresponde à tensão:

$$f_{dV,C} = \frac{90,74}{0,14} = 648 \text{ kN/m}^2$$

c) PAREDE PX4

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):

$$\text{reação de apoio das lajes (p.p. + rev.)} = (8,48 - 0,4 \times 8,48) \times 4 = 20,35 \text{ kN/m};$$

$$\text{p.p. alvenaria + revestimento + reação dos lintéis} = (5,50 + 1,48) \times 4 = 27,92 \text{ kN/m};$$

$$N_{Gk} \text{ total} = 48,27 \text{ kN/m}.$$

- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):

$$\text{reação de apoio das lajes (s.c. de utilização)} = (0,4 \times 8,48) \times 4 = 13,57 \text{ kN/m};$$

$$N_{Qk} \text{ total} = 13,57 \text{ kN/m}.$$

- Ação de cálculo (N_{Sd}):

$$N_{Sd} = 1,35 \times 48,27 + 1,5 \times 13,57 = 85,52 \text{ kN/m}$$

2. ESPESSURA EFETIVA

$$t_{ef} = 0,14\text{m} \quad [6.40]$$

3. ALTURA EFETIVA

- Verificação da adequabilidade das paredes de contraventamento (PY12 e PY17)
 - PY12 já analisada na verificação da segurança de PX1 e PX2 e é adequada quanto aos requisitos do EC6 ($t = 0,14\text{ m} > 0,042\text{m}$ e $l = 2,70\text{m} > 0,56\text{m}$);
 - PY17 mais desfavorável (figura 6.8), pois, trata-se de uma parede de travamento com aberturas.

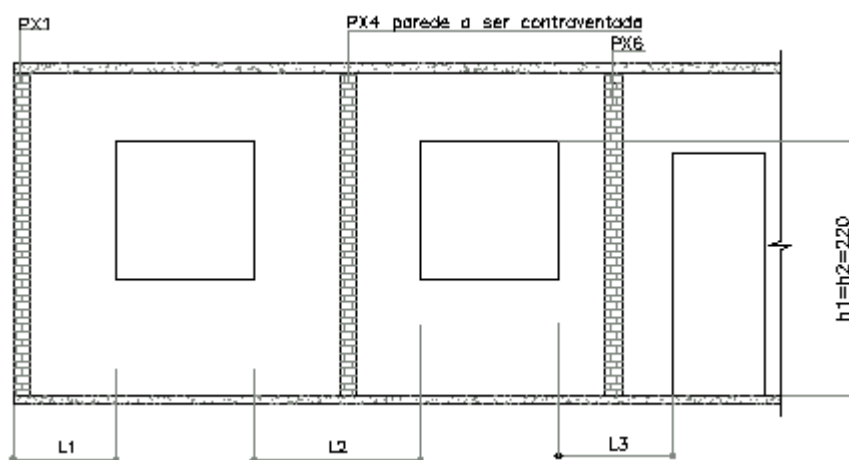


Figura 6.8 – Comprimento mínimo da parede de travamento [PY17].

PY17

$$L_2 = 1,44\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \frac{(h_1 + h_2)}{2} = \frac{1}{5} \frac{(2 \times 2,20)}{2} = 0,44\text{m} \right. \quad [6.41]$$

E, PY17 deve prolongar-se por distâncias mínimas (L_1 e L_3):

$$\begin{aligned} L_1 &= 0,82\text{m} > 0,56\text{m} \\ L_3 &= 0,99\text{m} > 0,56\text{m} \end{aligned} \quad [6.42]$$

Verificação da espessura:

$$t = 0,14\text{m} \geq \begin{cases} 0,085\text{m} \\ 0,3t_{ef} = 0,042\text{m} \end{cases} \quad [6.43]$$

- Verificação do afastamento entre as paredes de contraventamento

$$L = 3,34\text{m} \leq 30 \times 0,14 = 4,20\text{m} \quad [6.44]$$

- Conclusão
PX4 é contraventada nos bordos verticais, sendo PY12 e PY17 suas paredes de travamento.

- Altura efetiva

De acordo com os resultados anteriores:

$$\rho_n = \rho_4 = 0,54 \quad \text{se } h < L (2,80\text{m} < 3,34 \text{ m}) \quad [6.45]$$

Pelo que a altura efetiva (h_{ef}) de PX4 é:

$$h_{ef} = 0,54 \times 2,80 = 1,51\text{m} \quad [6.46]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

$$\frac{1,51}{0,14} = 10,8 \leq 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

- Seção de topo

O esquema simplificado para cálculo do momento no topo é o mesmo definido em PX2 (figura 6.7), portanto, tem-se:

$$r = 1,11$$

$$c_d = 0,24$$

$$p_{1sd} = p_{2sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (3,0) + 1,5 \times (2,0) = 7,05 \text{ kN/m}^2$$

Portanto,

$$M_1 = 0,24 \left[7,05 \left(-\frac{2,84^2}{12} + \frac{3,78^2}{12} \right) \right] = 0,88 \text{ kN.m/m} \quad [6.47]$$

Redução do momento no topo da parede:

$$K = 1,11 < 2 \quad [6.48]$$

$$\sigma_{sd} = \frac{85,52}{0,14} = 0,61 \text{ MPa} > 0,25 \text{ MPa} \quad [6.49]$$

$$M_{1(\text{red.})} = 0,88 \times (1 - 1,11/4) = 0,64 \text{ kN.m/m} \quad [6.50]$$

Excentricidade:

$$e_i = \frac{0,64}{85,52} + 0 + \frac{1,51}{450} = 0,011 \text{ m} > 0,05t = 0,007 \text{ m} \quad [6.51]$$

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{0,011}{0,14} = 0,84 \quad [6.52]$$

- Seção intermediária

$$M_2 = -0,88/2 = -0,44 \text{ kN.m/m} \quad [6.53]$$

$$M_m = 0,6 \times (0,88) - 0,4 \times (0,44) = 0,35 \text{ kN.m/m} \quad [6.54]$$

$$e_{mk} = \left(\frac{0,35}{85,52} + 0 + \frac{1,51}{450} \right) + 0 = 0,008 \text{ m} > 0,007 \text{ m} \quad [6.55]$$

Do ábaco (figura (6.5)) ($e_{mk}/t \cong 0,06$) tem-se: $\phi_m \cong 0,80$.

- Cálculo da resistência

Portanto, a seção intermediária (expressão (6.55)) é condicionante e a capacidade resistente é igual a:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,80 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 97 \text{ kN/m}$$

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A parede PX4 cumpre os requisitos de segurança:

$$N_{Rd} = 97 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 85,52 \text{ kN/m}$$

que correspondem à tensão:

$$f_{d\text{alv},c} = \frac{85,52}{0,14} = 611 \text{ kN/m}^2$$

d) PAREDE PX9[a]

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):

$$\text{reação de apoio das lajes (p.p. + rev.)} = (11,46 - 0,3 \times 11,46) \times 4 = 32,09 \text{ kN/m;}$$

$$\text{p.p. da alvenaria + revestimento} = 22,00 \text{ kN/m;}$$

$$N_{Gk} \text{ total} = 54,09 \text{ kN/m.}$$

- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):

$$\text{reação de apoio das lajes (s.c. de utilização)} = (0,3 \times 11,46) \times 4 = 13,75 \text{ kN/m;}$$

$$N_{Qk} \text{ total} = 13,75 \text{ kN/m.}$$

- Ação de cálculo (N_{Sd}):

$$N_{Sd} = 1,35 \times 54,09 + 1,5 \times 13,75 = 77,52 \text{ kN/m}$$

Obs.: Neste caso considerou-se que a carga acidental corresponde a 30% do carregamento total que atua sobre a laje L3, uma vez que existem paredes de alvenaria sobre a mesma o que aumentou a carga final. Conforme demonstrado no cálculo de p_{2sd} da parede PX2.

2. ESPESSURA EFETIVA

$$t_{ef} = 0,14\text{m} \quad [6.56]$$

3. ALTURA EFETIVA

- Verificação da adequabilidade das paredes de contraventamento (PY4, PY13 e PY14)

PY4 - parede mais desfavorável (figura 6.9)

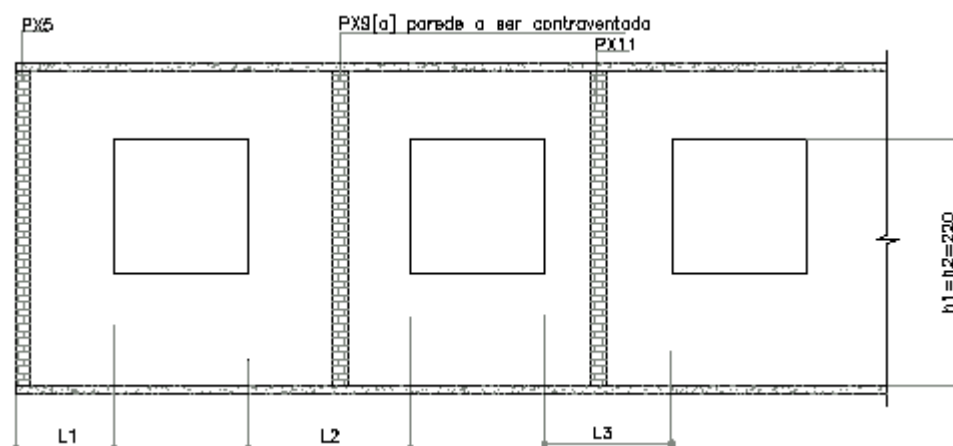


Figura 6.9 – Comprimento mínimo da parede de travamento [PY4].

$$L_1 = L_3 = 0,89\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} 2,80 = 0,56 \text{ m} \right.$$

$$L_2 = 1,14\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \frac{(h_1 + h_2)}{2} = \frac{1}{5} \frac{(2 \times 2,20)}{2} = 0,44\text{m} \right. \quad [6.57]$$

Verificação da espessura:

$$t = 0,14\text{m} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,085\text{m} \\ 0,3t_{\text{ef}} = 0,042\text{m} \end{array} \right. \quad [6.58]$$

PY13 e PY14

$$L = 2,60\text{m} > 0,56 \text{ m}$$

$$t = 0,14\text{m} > \left\{ \begin{array}{l} 0,085\text{m} \\ 0,3t_{\text{ef}} = 0,042\text{m} \end{array} \right.$$

- Verificação do afastamento entre as paredes de contraventamento

$$L = 3,34\text{m} \leq 30 \times 0,14 = 4,20\text{m} \quad [6.59]$$

- Conclusão

PX9[a] é contraventada nos bordos verticais, sendo PY4, PY13 e PY14 suas paredes de travamento.

- Altura efetiva

De acordo com os resultados anteriores:

$$\rho_n = \rho_4 = 0,54 \quad \text{se } h < L (2,80\text{m} < 3,34 \text{ m}) \quad [6.60]$$

$$h_{\text{ef}} = 0,54 \times 2,80 = 1,51\text{m} \quad [6.61]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

$$\frac{1,51}{0,14} = 10,8 \leq 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

- Seção de topo

O esquema simplificado para cálculo do momento no topo está definido na figura (6.10).

Como $p_{1sd} = p_{2sd}$ e os vãos de cálculo do momento também são iguais, o momento no topo da parede é nulo.

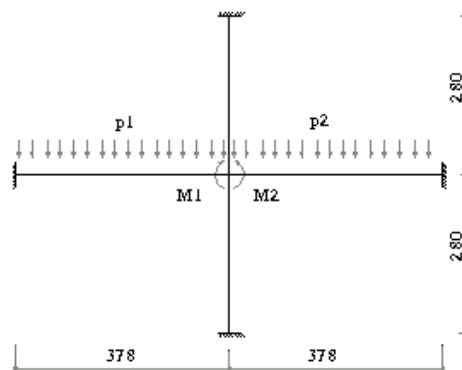


Figura 6.10 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX9[a].

Portanto,

$$e_i = 0 + 0 + \frac{1,51}{450} = 0,004\text{m} < 0,05t = 0,007\text{m} \quad [6.62]$$

adotar

$$e_i = 0,007\text{m} \quad [6.63]$$

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{0,007}{0,14} = 0,90 \quad [6.64]$$

- Seção intermediária

$$M_m = 0 \quad [6.65]$$

$$e_{mk} = \left(0 + 0 + \frac{1,51}{450} \right) + 0 = 0,004\text{m} < 0,007\text{m} \quad [6.66]$$

Portanto, adotando $e_{mk} = 0,007$, $\phi_m \cong 0,84$

- Cálculo da resistência
Seção intermediária condicionante:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,84 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 102 \text{ kN/m}$$

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

$$N_{Rd} = 102 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 93,65 \text{ kN/m}$$

Tensões:

$$f_{alv,Rd} = \frac{102}{0,14} = 729 \text{ kN/m}^2 > f_{alv,Sd} = \frac{93,65}{0,14} = 669 \text{ kN/m}^2$$

A parede PX9[a] verifica as recomendações do EC6 quanto aos requisitos de segurança no estado limite último.

e) PAREDE PX9[b]

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):
 - reação de apoio das lajes (p.p. + rev.) = $(9,00 - 0,4 \times 9,00) \times 4 = 21,60 \text{ kN/m}$;
 - p.p. da alvenaria + revestimento = $22,00 \text{ kN/m}$;
 - $N_{Gk} \text{ total} = 43,60 \text{ kN/m}$.
- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):
 - reação de apoio das lajes (s.c. de utilização) = $(0,4 \times 9,00) \times 4 = 14,40 \text{ kN/m}$;
 - $N_{Qk} \text{ total} = 14,40 \text{ kN/m}$.
- Ação de cálculo (N_{Sd}):

$$N_{sd} = 1,35 \times 43,60 + 1,5 \times 14,40 = 80,46 \text{ kN/m}$$

2. ESPESSURA EFETIVA

$$t_{ef} = 0,14\text{m} \quad [6.67]$$

3. ALTURA EFETIVA

- Verificação da adequabilidade das paredes de contraventamento (PY13, PY14 e PY18)

PY13/PY14

Já foram verificadas em PX9[a] e são adequadas para o travamento uma vez que atendem às recomendações do EC6 quanto a espessura e o comprimento mínimos.

PY18 - parede mais desfavorável (figura 6.11)

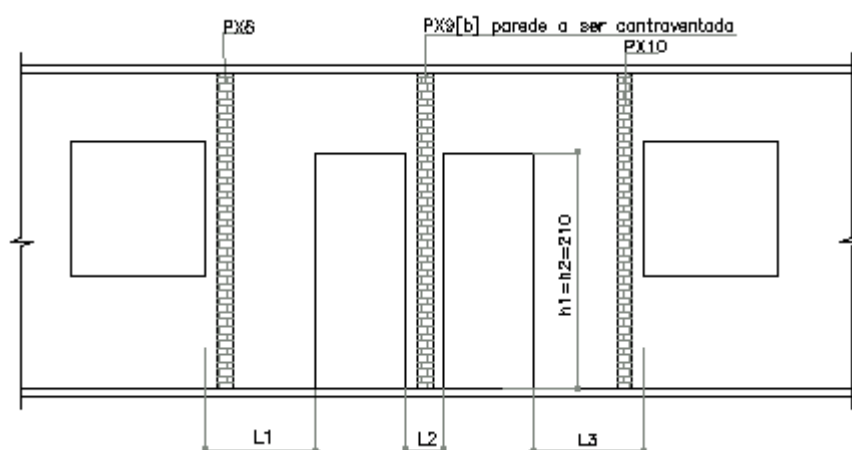


Figura 6.11 – Comprimento mínimo da parede de travamento [PY18].

$$L_1 = L_3 = 0,99\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} 2,80 = 0,56 \text{ m} \right. \quad [6.68]$$

$$L_2 = 0,34\text{m} \geq \left\{ \frac{1}{5} \frac{(h_1 + h_2)}{2} = \frac{1}{5} \frac{(2 \times 2,10)}{2} = 0,42\text{m} \text{ (não verifica)} \right.$$

- Conclusão

PX9[a] é uma parede restringida no topo e na base, mas contraventada num bordo vertical (com um bordo vertical livre).

- Altura efetiva

De acordo com os resultados anteriores o valor de ρ_n será definido a partir da expressão 5.36 do capítulo 5:

$$\rho_n = \rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3 L} \right]^2} \rho_2 = \frac{1}{1 + \left[\frac{0,75 \cdot 280}{3 \cdot 327} \right]^2} \times 0,75 = 0,72 \quad \text{e } h \leq 3,5L < L \quad [6.69]$$

Sendo:

$$h \leq 3,5L \Rightarrow 2,80\text{m} < 3,5(3,27) = 11,45\text{m};$$

$L = 3,27 \text{ m}$ (distância entre o bordo livre e o centro da parede de travamento).

Portanto

$$h_{ef} = 0,72 \times 2,80 = 2,02\text{m} \quad [6.70]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

$$\frac{2,02}{0,14} = 14,4 < 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

- Seção de topo

O esquema simplificado para cálculo do momento no topo é o mesmo definido na figura (6.10). Portanto, o momento no topo da parede é nulo.

$$e_i = 0 + 0 + \frac{2,02}{450} = 0,005\text{ m} < 0,05t = 0,007\text{ m} \quad [6.71]$$

adotar

$$e_i = 0,007\text{ m} \quad [6.72]$$

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{0,007}{0,14} = 0,90 \quad [6.73]$$

- Seção intermediária:

Sendo, mesmos cálculos realizados em PX9[a], $e_{mk} = 0,007$ e $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 14,4$, tem-se:

$$\phi_m \cong 0,78$$

- Cálculo da resistência

Seção intermediária condicionante:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,78 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 94 \text{ kN/m}$$

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

$$N_{Rd} = 94 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 80,46 \text{ kN/m}$$

Tensões:

$$f_{d,v,c} = \frac{80,46}{0,14} = 575 \text{ kN/m}^2$$

A parede PX9 tramo [b] verifica as recomendações do EC6.

f) PAREDE PX6

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):
reação de apoio das lajes (p.p. + rev.) = $(5,47 - 0,4 \times 5,47) \times 4 = 13,13 \text{ kN/m}$;
p.p. da alvenaria + revestimento + reação lintéis = $(5,50 + 1,05) \times 4 = 26,20 \text{ kN/m}$;
 $N_{Gk} \text{ total} = 39,33 \text{ kN/m}$.
- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):
reação de apoio das lajes (s.c. de utilização) = $(0,4 \times 5,47) \times 4 = 8,75 \text{ kN/m}$;
 $N_{Qk} \text{ total} = 8,75 \text{ kN/m}$.
- Ação de cálculo (N_{sd}):
 $N_{sd} = 1,35 \times 35,13 + 1,5 \times 8,75 = 60,55 \text{ kN/m}$

Obs.: Para simplificação dos cálculos considerou-se as cargas da laje da cobertura iguais aos demais pavimentos.

2. ESPESSURA EFETIVA

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m} \quad [6.74]$$

3. ALTURA EFETIVA

As paredes de contraventamento em relação a PX6 são as mesmas analisadas em PX9[b], PY18, que segundo as verificações realizadas não são adequadas, pois não atendem aos requisitos estabelecidos no EC6.

Portanto, PX6 é uma parede restringida apenas no topo e na base por pavimentos de concreto armado, com vão para um lado da parede. Desta maneira, $\rho_n = \rho_2 = 0,75$, conforme item 5.5.1.4 do capítulo 5, e a altura efetiva é:

$$h_{ef} = 0,75 \times 2,80 = 2,10\text{m} \quad [6.75]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

$$\frac{2,10}{0,14} = 15 < 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

- Seção de topo (figura 6.12)

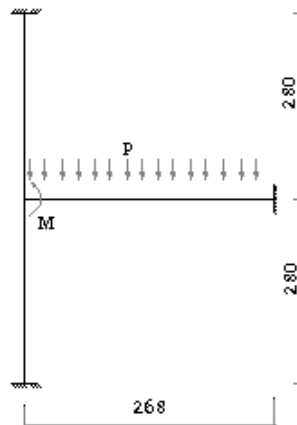


Figura 6.12 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PX6

$$r = 2,75 \quad [6.76]$$

$$c_d = \frac{1}{1 + 1 + 2,75} = 0,21$$

$$p_{Sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (3,0) + 1,5 \times (2,0) = 7,05 \text{ kN/m}^2;$$

$$G_K = \text{p.p. da laje + rev.} = 3,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$Q_K = \text{s.c. da laje} = 2,0 \text{ kN/m}^2.$$

O momento de topo da parede M_1 vale:

$$M_1 = c_d \frac{p_{sd} l^2}{12} = 0,2 \left[\frac{7,05 \times 2,68^2}{12} \right] = 0,89 \text{ kN.m/m} \quad [6.77]$$

Redução do momento no topo da parede:

$$K = \frac{2,75}{1+1} = 1,38 < 2 \quad [6.78]$$

$$\sigma_{sd} = \frac{66,22}{0,14} = 0,47 \text{ MPa} > 0,25 \text{ MPa} \quad [6.79]$$

$$M_{1(\text{red.})} = 0,89 \times (1 - 1,38/4) = 0,58 \text{ kN.m/m} \quad [6.80]$$

Excentricidade na seção de topo (e_i):

$$e_i = \frac{0,58}{66,22} + 0 + \frac{2,10}{450} = 0,013\text{m} > 0,05t = 0,007\text{m} \quad [6.81]$$

Coeficiente de redução (ϕ_i) da capacidade:

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{0,013}{0,14} = 0,81 \quad [6.82]$$

▪ Seção intermediária

$$M_2 = -0,45 \text{ kN.m/m}$$

$$M_m = 0,35 \text{ kN.m/m}$$

$$e_{mk} = 0,010\text{m} > 0,007\text{m} \quad [6.83]$$

Do ábaco (figura (6.5) - $e_{mk}/t \cong 0,07$), $\phi_m \cong 0,70$.

▪ Cálculo da resistência

Seção intermediária condicionante:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} f_k}{\gamma_M} = \frac{0,70 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 85 \text{ kN/m}$$

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

$$N_{Rd} = 85 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 66,22 \text{ kN/m}$$

Tensões:

$$f_{alv,Rd} = \frac{85}{0,14} = 607 \text{ kN/m}^2 > f_{alv,Sd} = \frac{66,22}{0,14} = 473 \text{ kN/m}^2$$

A parede PX6 verifica as recomendações do EC6.

g) PAREDES PY13/PY14

1. DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DE CÁLCULO AO NÍVEL DO PISO 1

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):

$$\begin{aligned} \text{reação de apoio das lajes (p.p. + rev.)} &= [(5,95 - 0,4 \times 5,95) + (4,34 - 0,3 \times 4,34)] \times 4 \\ &= 27,08 \text{ kN/m;} \end{aligned}$$

$$\text{p.p. da alvenaria + revestimento} = 22,00 \text{ kN/m;}$$

$$N_{Gk} \text{ total} = 49,08 \text{ kN/m.}$$

- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):

$$\begin{aligned} \text{reação de apoio das lajes (s.c. de utilização)} &= [(0,4 \times 5,95) + (0,3 \times 4,34)] \times 4 \\ &= 14,08 \text{ kN/m;} \end{aligned}$$

$$N_{Qk} \text{ total} = 14,08 \text{ kN/m.}$$

- Ação de cálculo (N_{Sd}):

$$N_{Sd} = 1,35 \times 49,08 + 1,5 \times 14,08 = 87,38 \text{ kN/m}$$

Obs.: Na laje L3 a carga acidental corresponde a 30% da carga total atuante.

2. ESPESSURA EFETIVA

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

[6.84]

3. ALTURA EFETIVA

Verificação da adequabilidade da parede de contraventamento (PX9)

$$L_1 = 6,54 \text{ m} > \frac{1}{5} \times 2,80 = 0,56 \text{ m} \quad [6.85]$$

$$t = 0,14 \text{ m} \geq \begin{cases} 0,085 \text{ m} \\ 0,3t_{\text{ef}} = 0,042 \text{ m} \end{cases}$$

Paredes restringidas no topo e na base e contraventadas num bordo vertical.

$$\rho_n = \rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3 L} \right]^2} \rho_2 = \frac{1}{1 + \left[\frac{0,75 \cdot 280}{3 \cdot 267} \right]^2} \times 0,75 = 0,70 \quad \text{e } h \leq 3,5L < L \quad [6.86]$$

Sendo:

$$h \leq 3,5L \Rightarrow 2,80 \text{ m} < 3,5(2,67) = 9,35 \text{ m};$$

$L = 2,67 \text{ m}$ (distância entre o bordo livre e o centro da parede de travamento).

Portanto, a altura efetiva (h_{ef}) de PY13/PY14 será igual a:

$$h_{\text{ef}} = 0,70 \times 2,80 = 1,96 \text{ m} \quad [6.87]$$

4. VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

$$\frac{1,96}{0,14} = 14 \leq 27$$

5. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

- Seção de topo

De acordo com o método simplificado (figura 6.13), tem-se:

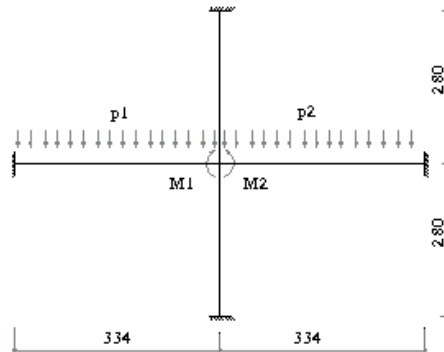


Figura 6.13 – Esquema simplificado de cálculo do momento de topo em PY13/PY14.

$$r = 1,10 \quad [6.88]$$

O momento de topo da parede M_1 vale:

$$M_1 = c_d \left[-\frac{p_{1sd} l^2}{12} + \frac{p_{2sd} l^2}{12} \right] = 0,24 \left[-\frac{7,05 \times 3,34^2}{12} + \frac{9,21 \times 3,34^2}{12} \right] = 0,48 \text{ kN.m/m} [6.89]$$

sendo:

- Cargas p_{1sd} :

$$p_{1sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (3,0) + 1,5 \times (2,0) = 7,05 \text{ kN/m}^2;$$

$$p_{2sd} = 1,35G_K + 1,5Q_K = 1,35 \times (4,6) + 1,5 \times (2,0) = 9,21 \text{ kN/m}^2;$$

- $c_d = \frac{1}{1+1+2 \times 1,10} = 0,24$.

Redução do momento no topo da parede:

$$K = \frac{2 \times 1,10}{1+1} = 1,10 < 2$$

$$\sigma_{sd} = \frac{87,38}{0,14} = 0,62 \text{ MPa} > 0,25 \text{ MPa}$$

$$M_{1(\text{red.})} = 0,35 \text{ kN.m/m}$$

A excentricidade na seção de topo (e_i) é:

$$e_i = 0,007\text{m} > 0,05t = 0,007\text{m}]$$

Finalmente, ϕ_i vale:

$$\phi_i = 0,90 \quad [6.90]$$

- Seção intermediária

$$M_2 = -0,24 \text{ kN.m/m}$$

$$M_m = 0,19 \text{ kN.m/m}$$

$$e_{mk} = 0,006\text{m} < 0,005t = 0,007\text{m} \quad \therefore e_{mk} = 0,007\text{m}$$

Do ábaco (figura (6.5)) ($e_{mk}/t \cong 0,07$), $\phi_m \cong 0,78$.

- Cálculo da resistência

Portanto, a seção intermediária é condicionante e a capacidade resistente é igual a:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,78 \times 0,14 \times 2,16}{2,5} = 83 \text{ kN/m}$$

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

PY13 e PY14 cumprem os requisitos de segurança:

$$N_{Rd} = 94 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 87,38 \text{ kN/m}$$

que correspondem às tensões:

$$f_{alv,Rd} = \frac{94}{0,14} = 671 \text{ kN/m}^2 < f_{alv,Sd} = \frac{87,38}{0,14} = 624 \text{ kN/m}^2$$

6.2.1.2 VERIFICAÇÃO À TRAÇÃO

“Ainda que a alvenaria possua resistência à tração, esta propriedade não é considerada em projeto”, item 3.6.1 do EC6 parágrafo (3) citado no item 5.2.5 do capítulo 5 referente às propriedades mecânicas da alvenaria simples.

6.2.1.3 VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO

Verificar-se-á as paredes PY12 e PY13/PY14 mais solicitadas conforme definido na situação 1 do capítulo 4, quando sujeitas as ações do vento e das cargas verticais. As paredes de contraventamento devem ser verificadas para ações verticais e ações de cisalhamento, item 5.5.4.2 do capítulo 5. Considerando que no item anterior (6.2.1.1) verificou-se a segurança quanto à compressão simples, nestes exemplos, considerar-se-á o vento como ação principal. Desta maneira, o esforço cortante resistente deve ser superior ao esforço de cálculo aplicado (expressão (5.43) do capítulo 5).

a) PAREDE PY12

1. VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO SIMPLES

Seguindo o roteiro de cálculo definido no item 6.2.1.1 conclui-se que quanto à atuação somente das ações verticais, a parede PY12 verifica as condições de segurança à compressão simples do EC6 (expressão (6.91)) quando executada com blocos de resistência média 5,5 MPa.

$$N_{Rd} = 94 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 71,28 \text{ kN/m}$$

[6.91]

$$f_{alv,Rd} = \frac{94}{0,14} = 671 \text{ kN/m}^2 > f_{alv,Sd} = \frac{71,28}{0,14} = 509 \text{ kN/m}^2$$

2. AÇÕES COMBINADAS

O roteiro de cálculo apresentado segue as recomendações do EC6 definidas no item 5.5.4.2 do capítulo 5.

Considerando a ação do vento como ação principal, os esforços majorados, ao nível da seção de base, são dados por (tabela 5.8 do capítulo 5):

- Ações verticais permanentes (N_{Gk}):
 - reação de apoio das lajes (p.p. + rev.) = $(7,36 - 0,4 \times 7,36) \times 4 = 17,71 \text{ kN/m}$;
 - p.p. da alvenaria + revestimento = $5,50 \text{ kN/m} \times 4 = 22,00 \text{ kN/m}$;
 - $N_{Gk} \text{ total} = 39,71 \text{ kN/m}$.

- Ações verticais acidentais (N_{Qk}):
 - reação de apoio das lajes (s.c. de utilização) = $(0,4 \times 7,36) \times 4 = 11,78 \text{ kN/m}$;
 - $N_{Qk} \text{ total} = 11,78 \text{ kN/m}$.

- Esforço normal de cálculo (N_{Sd}):
 - $N_{Sd} = 1,35 \times (N_{Gk} + N_{Qk}) = 69,51 \text{ kN/m}$

- Esforço cortante de cálculo (V_{Sd}):
 - $V_{Sd} = 1,5 V_{Fk} = 1,5 \times (12,26) = 18,39 \text{ kN}$
 - $V_{Fk} = 12,26 \text{ kN}$ (tabela 4.9 do capítulo 4)

- Momento fletor de cálculo (M_{Sd}):
 - $M_{Sd} = 1,5 M_{Fk} = 1,5 \times (88,86) = 133,29 \text{ kN.m}$
 - $M_{Fk} = 88,86 \text{ kN}$ (tabela 4.9 do capítulo 4)

Portanto, a tensão normal de cálculo (σ_d) vale:

$$\sigma_d = \frac{N_{Sd}}{t} = \frac{69,51}{0,14} = 496,5 \text{ kN/m}^2 = 0,497 \text{ MPa}$$

e a resistência ao corte é dada por (expressão (5.4) do capítulo 5):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d = 0,15 + 0,4 \times 0,497 = 0,35 \text{ MPa}$$

sendo:

f_{vk0} - resistência ao cisalhamento, sob compressão nula, tabela (5.5) do capítulo 5, neste caso, $f_{vk0} = 0,15$ MPa por tratar-se de blocos de concreto do Grupo 2b assentados com argamassa M6 (resistência característica à compressão 6 MPa);

Esta resistência deve ser inferior a:

$$f_{vk} = 0,35 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 0,065 f_b = 0,065 \times 6,71 = 0,44 \text{ MPa} \text{ e} \\ 1,2 \text{ MPa (tabela(5.5))} \end{cases}$$

Admitindo uma distribuição triangular de tensões normais na seção de base (item 5.5.4.2), figura (6.14), o valor da largura de contato (l_c) é igual a:

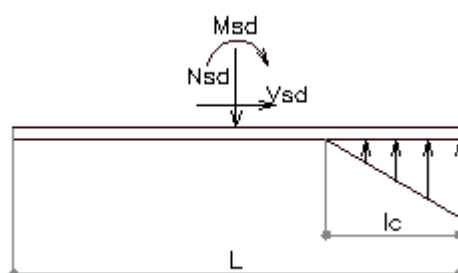


Figura 6.14 – Distribuição de tensões normais na seção de base

$$l_c = 3x \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3x \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \right) = 3x \left(\frac{2,84}{2} - \frac{133,29}{197,41} \right) = 2,23 \text{ m}$$

sendo:

l - comprimento da parede considerada;

$$N_{sd} = 69,51 \times 2,84 = 197,41 \text{ kN.}$$

Uma vez que a excentricidade ($e = 0,68 \text{ m}$) é superior a $l/6$ ($0,47 \text{ m}$), e a tensão máxima de contato ($\sigma_{sd,m\acute{a}x}$) é igual a

$$\sigma_{sd,m\acute{a}x} = \frac{2N_{sd}}{tI_c} = \frac{2 \times 197,41}{0,14 \times 2,23} = 1.265 \text{ kN/m}^2 = 1,27 \text{ MPa}$$

a expressão utilizada refere-se ao cálculo de tensões em materiais não resistentes à tração, definida a partir da Resistência dos Materiais.

A verificação da segurança consiste em determinar se o esforço cortante resistente (V_{Rd}) é superior ao esforço cortante de cálculo (V_{sd}):

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot I_c}{\gamma_M} = \frac{0,35 \times 0,14 \times 2,23}{2,5} = 43,7 \text{ kN} > V_{sd} = 18,39 \text{ kN} \quad [6.92]$$

e se a resistência à compressão da alvenaria (expressão (6.93)) é superior a uma tensão normal de referência, seja $\sigma_{sd,3/4} = \frac{3}{4} \sigma_{sd,m\acute{a}x}$,

$$\frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}}{2,5} = \frac{0,40 \times (6,71)^{0,65} \times (6)^{0,25}}{2,5} = 0,86 \text{ MPa} \quad [6.93]$$

$$\frac{f_k}{\gamma_M} = 0,86 \text{ MPa} < \frac{3}{4} \sigma_{sd,m\acute{a}x} = \frac{3}{4} \times 1,27 = 0,95 \text{ MPa}$$

sendo:

$\gamma_M = 2,5$ considerando categoria de execução B e categoria II de controle, tabela (5.9) do capítulo 5;

K, f_m , f_b – definidos no item 6.2.1.1.

Observando o resultado obtido, verifica-se que o bloco de resistência média à compressão de 5,5 MPa não atende às recomendações do EC6 quando considerada as ações combinadas na parede PY12.

b) PAREDES PY13 e PY14

1. VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO SIMPLES

De acordo com os resultados obtidos no item 6.2.1.1, as paredes PY13 e PY14 verificam as condições de segurança à compressão simples do EC6 quando executadas com blocos de resistência média 5,5 MPa.

Comparando o resultado obtido com o método das tensões admissíveis verifica-se que a tensão de compressão resistente ($f_{alv,Rd} = 671 \text{ KN/m}^2$) é 13% menor que a tensão admissível segundo a NBR 10837 (1989), $\bar{f}_{alv,C} = 770 \text{ KN/m}^2$ (expressão (4.10)) do capítulo 4, quando feitas as mesmas considerações.

2. AÇÕES COMBINADAS

Na verificação segundo o método das tensões admissíveis não foi necessário dispor armadura nestas paredes. Desta maneira, a verificação da segurança será realizada de acordo com o item 5.5.4.2 que se refere à alvenaria não-armada.

Sendo:

- Esforço normal de cálculo (N_{Sd}):
$$N_{Sd} = 1,35 \times (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,35 \times (49,08 + 14,08) = 85,27 \text{ kN/m}$$
- Esforço cortante de cálculo (V_{Sd}):
$$V_{Sd} = 1,5 V_{Fk} = 1,5 \times (32,13) = 48,20 \text{ kN}$$

$$V_{Fk} = 32,13 \text{ kN (tabela 4.8 do capítulo 4)}$$
- Momento fletor de cálculo (M_{Sd}):
$$M_{Sd} = 1,5 M_{Fk} = 1,5 \times (232,83) = 349,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{Fk} = 232,83 \text{ kN (tabela 4.8 do capítulo 4)}$$

Portanto, a tensão normal de cálculo (σ_d) vale:

$$\sigma_d = \frac{N_{Sd}}{t} = \frac{85,27}{0,14} = 609 \text{ kN/m}^2 = 0,61 \text{ MPa}$$

e a resistência ao corte:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d = 0,15 + 0,4 \times 0,61 = 0,39 \text{ MPa} < \begin{cases} 0,065f_b = 0,065 \times 6,71 = 0,44 \text{ MPa} & \text{e} \\ 1,2 \text{ MPa (tabela(5.5))} \end{cases}$$

Admitindo uma distribuição triangular de tensões normais na seção de base, figura (6.14), o valor da largura de contato (l_c) é igual a:

$$l_c = 3x \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3x \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \right) = 3x \left(\frac{5,34}{2} - \frac{349,25}{455,34} \right) = 5,71 \text{ m}$$

sendo:

$$N_{Sd} = 85,27 \times 5,34 = 455,34 \text{ kN.}$$

A excentricidade ($e = 0,77 \text{ m}$) é inferior a $l/6$ ($0,89 \text{ m}$), a tensão máxima de contato ($\sigma_{Sd,máx}$) é igual a

$$\sigma_{Sd,máx} = \frac{N_{Sd}}{t.l} = 0,61 \text{ MPa}$$

▪ Verificação da segurança:

$$V_{Rd} = \frac{0,39 \times 0,14 \times 5,34}{2,5} = 117 \text{ kN} > V_{Sd} = 48,20 \text{ kN} \quad [6.94]$$

portanto:

$$\tau_{dlv,Rd} = 161 \text{ kN/m}^2 > \tau_{dlv,Sd} = 66 \text{ kN/m}^2 ; \text{ e}$$

$$\frac{f_k}{\gamma_M} = 0,86 \text{ MPa} > \frac{3}{4} \sigma_{Sd,máx} = \frac{3}{4} \times 0,61 = 0,46 \text{ MPa} \quad [6.95]$$

Observando o resultado obtido, verifica-se que o bloco de resistência média à compressão 5,5 MPa atende às recomendações do EC6 quando da consideração das ações combinadas nas paredes PY13/PY14.

Comparando o resultado obtido com o método das tensões admissíveis verifica-se que a tensão de cisalhamento resistente ($\tau_{dIV,Rd} = 148 \text{ KN/m}^2$) é 1% menor que a tensão admissível segundo a NBR 10837 (1989), $\bar{\tau}_{dIV} = 150 \text{ KN/m}^2$ (expressão (4.10)) do capítulo 4, quando feitas as mesmas considerações.

6.2.2. EDIFÍCIO COM 8 (OITO) PAVIMENTOS

Neste exemplo será verificada a segurança das paredes PX1 menos solicitada e PY13/PY14 mais solicitadas segundo o método das tensões admissíveis quando considerada a ação do vento (situação 1, item 4.4.3 do capítulo 4).

6.2.2.1 VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO SIMPLES

O roteiro de cálculo é o mesmo apresentado em 6.2.1.1.

a) PAREDE PX1

$$N_{sd} = 2 \times 52,15 = 104,30 \text{ KN/m}$$

$$t_{ef} = t_{redl} = 0,14 \text{ m}$$

$$h_{ef} = 0,54 \times 2,80 = 1,51 \text{ m}$$

▪ RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

De acordo com item 4.4.4 do capítulo 4 admitiu-se para o 1º pavimento desta edificação blocos com resistência média 9,0 MPa e assentados com argamassa

de resistência à compressão 6,0 MPa . Portanto, mantendo os mesmos critérios para comparar com o método das tensões admissíveis, tem-se:

- Seção de topo

Rigidez (r) entre a laje e a parede resulta em

$$r = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{laje}}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{parede}}} = \frac{\left[\frac{30,5 \times (1,0 \times 0,08^3)}{12}\right]}{\left[\frac{2,98 \times (1,0 \times 0,14^3)}{12}\right]} = 1,88$$

Sendo:

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$f_b = \delta \times f_{\text{média}} = 1,22 \times 9,0 = 11 \text{ MPa}$$

$$f_k = 0,40 \times 11^{0,65} 6^{0,25} = 2,98 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{parede}} = 1000 \times 2,98 = 2.980 \text{ MPa} = 2,98 \text{ GPa.}$$

Portanto,

$$M_1 = \frac{7,05 \times 2,84^2}{12} \times 0,26 = 1,23 \text{ kN.m/m}$$

$$c_d = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{parede}}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{nó}}} = \frac{1}{1 + 1 + 1,88} = 0,26$$

$$K = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{lajes}}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{paredes}}} = \frac{1,88}{1 + 1} = 0,94 < 2,0$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{t} = \frac{104,30}{0,14} = 0,75 \text{ MPa} > 0,25 \text{ MPa}$$

Desta forma, o momento final no topo da parede será igual a:

$$M_{1(\text{red.})} = 1,23 \times (1 - 0,94/4) = 0,94 \text{ kN.m/m}$$

A excentricidade na seção de topo (e_i) é:

$$e_i = 0,012\text{m} \geq 0,05t = 0,05 \times 0,14 = 0,007\text{m}$$

$$\therefore \phi_i = 0,83$$

- Seção intermediária

$$M_2 = -0,63 \text{ kN.m/m}$$

$$\therefore M_m = 0,49 \text{ kN.m/m}$$

Portanto, a excentricidade na seção intermediária e_m :

$$e_{mk} = 0,008\text{m} \geq 0,005t = 0,007\text{m}$$

Do ábaco da figura (6.5) ($e_{mk}/t \cong 0,06$), $\phi_m \cong 0,80$.

- Cálculo da resistência

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_M} = \frac{0,80 \times 0,14 \times 2,98}{2,5} = 134 \text{ kN/m}$$

- VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A parede PX1 cumpre os requisitos de segurança:

$$N_{Rd} = 134 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 104 \text{ kN/m}$$

que correspondem às tensões:

$$f_{d\text{lv},Rd} = \frac{134}{0,14} = 957 \text{ kN/m}^2 > f_{d\text{lv},Sd} = \frac{104}{0,14} = 743 \text{ kN/m}^2 \quad [6.96]$$

Verifica-se que a carga atuante é 22% menor que a resistência da parede para as considerações feitas.

Comparando o resultados obtidos com as tensões definidas pelo método das tensões admissíveis verifica-se que a tensão de compressão resistente ($f_{dlv,Rd} = 957 \text{ kN/m}^2$) é 24% menor que a tensão admissível segundo a NBR 10837 (1989), $\bar{f}_{dlv,C} = 1.260 \text{ kN/m}^2$ (expressão (4.17)) do capítulo 4, quando feitas as mesmas considerações.

b) PAREDES PY13/PY14

$$N_{sd} = 2 \times 87,38 \text{ kN/m} = 174,76 \text{ kN/m}$$

$$t_{ef} = t_{redl} = 0,14 \text{ m}$$

$$h_{ef} = 1,96 \text{ m}$$

Seguindo o roteiro de cálculo definido em 6.2.1.1, definiu-se o esforço resistente da parede considerada ($\phi_i = 0,90$ e $\phi_m \cong 0,78$):

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M} = \frac{0,78 \times 0,14 \times 2,98}{2,5} = 130 \text{ kN/m}$$

▪ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A parede PY13/PY14 não cumpre os requisitos de segurança:

$$N_{Rd} = 130 \text{ kN/m} < N_{sd} = 175 \text{ kN/m}$$

que correspondem às tensões:

$$f_{\text{alv,Rd}} = \frac{130}{0,14} = 929 \text{ kN/m}^2 < f_{\text{alv,Sd}} = \frac{175}{0,14} = 1.248 \text{ kN/m}^2$$

Pelos resultados obtidos observa-se que será necessário aumentar a resistência média dos blocos que serão utilizados no 1º pavimento para que as recomendações do EC6 quanto à verificação da segurança de paredes sujeitas somente à cargas verticais (compressão simples) sejam atendidas.

Comparando os resultados obtidos com as tensões definidas pelo método das tensões admissíveis verifica-se que a tensão de compressão resistente ($f_{\text{alv,Rd}} = 929 \text{ kN/m}^2$) é 35% menor que a tensão admissível segundo a NBR 10837 (1989), $\bar{f}_{\text{alv,C}} = 1.418 \text{ kN/m}^2$ (expressão (4.18)) do capítulo 4, quando feitas as mesmas considerações.

6.2.2.2 VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO (AÇÕES COMBINADAS)

Verificar-se-á as paredes PY13/PY14 mais solicitadas conforme situação 1 do capítulo 4, quando sujeitas as ações do vento na direção y e das cargas verticais.

Como no método das tensões admissíveis definiu-se alvenaria armada para estas paredes, considerando que as tensões de tração ultrapassaram a tensão admissível, a verificação da segurança é feita de acordo com o item 5.5.5, expressão (5.43), em que a ação atuante deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência do elemento.

Os resultados obtidos em 6.2.2.1 demonstraram que mesmo utilizando alvenaria armada os blocos devem ter resistência média à compressão maior que 9,0 MPa no 1º pavimento.

6.2.2.3 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

A verificação deve ser feita de acordo com a expressão (5.45) por tratar-se de alvenaria armada.

$$V_{Sd} < V_{Rd1} \quad [5.45]$$

Considerando o vento como ação principal, os esforços majorados na base são:

- Esforço normal de cálculo (N_{Sd}):

$$N_{Sd} = 1,35 \times (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,35 \times (98,16 + 28,16) = 170,53 \text{ kN/m}$$
- Esforço cortante de cálculo (V_{Sd}):

$$V_{Sd} = 1,5 V_{Fk} = 1,5 \times (77,08) = 115,62 \text{ kN}$$

$$V_{Fk} = 77,08 \text{ kN (tabela 4.11 do capítulo 4)}$$
- Momento fletor de cálculo (M_{Sd}):

$$M_{Sd} = 1,5 M_{Fk} = 1,5 \times (1.030) = 1.545 \text{ kN.m}$$

$$M_{Fk} = 1.030 \text{ kN (tabela 4.11 do capítulo 4)}$$

Portanto, a tensão normal de cálculo (σ_d) vale:

$$\sigma_d = \frac{N_{Sd}}{t} = \frac{170,53}{0,14} = 1.218 \text{ kN/m}^2 = 1,22 \text{ MPa}$$

e a resistência ao corte é (expressão (5.4) do capítulo 5):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d = 0,15 + 0,4 \times 1,22 = 0,64 \text{ MPa} > \begin{cases} 0,065 f_b = 0,065 \times 11 = 0,72 \text{ MPa} \text{ e} \\ 1,2 \text{ MPa (tabela(5.5))} \end{cases}$$

Portanto, adotou-se o menor resultado $f_{vk} = 0,72 \text{ MPa}$.

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_M} = \frac{720 \times 5,20 \times 2,66}{2,5} = 3.984 \text{ kN} \quad [6.97]$$

Sendo:

$$b = 534 - 14 = 520 \text{ cm};$$

$$d = 280 - 14 = 266 \text{ cm}.$$

▪ VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A parede PY13/PY14 cumpre os requisitos de segurança:

$$V_{Rd} = 3.984 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 116 \text{ kN/m}$$

que correspondem às tensões:

$$\tau_{\text{alv},Rd} = \frac{3.984}{5,20 \times 0,14} = 5.472 \text{ kN/m}^2 > \tau_{\text{alv},Sd} = \frac{116}{5,20 \times 0,14} = 158 \text{ kN/m}^2$$

A tensão de cisalhamento admissível segundo a NBR 10837 (1989) é $\bar{\tau}_{\text{alv}} = 350 \text{ kN/m}^2$ (item 4.4.4 do capítulo 4) quando feitas as mesmas considerações.

6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Procurou-se neste capítulo verificar a segurança dos elementos estruturais do edifício, apresentado no capítulo 4, aplicando as recomendações do EC6 vistas no capítulo anterior. Não foram abordados todos os pontos, mas acredita-se que os principais foram discutidos.

Para edifícios de 4 (quatro) e 8 (oito) pavimentos recomenda-se, de acordo com os resultados obtidos, aumentar a resistência média do bloco no 1º pavimento, pois o esforço atuante em algumas paredes (PY13 e PY14) ultrapassou o esforço resistente. Recomenda-se adotar o mesmo bloco para as demais paredes, pois, o

emprego de blocos com resistências distintas provocaria uma não uniformidade na execução das paredes, dificultando o processo construtivo.

Com relação às paredes que indicaram a ocorrência de tração em alguns trechos, seria necessário dispor armaduras nas mesmas, uma vez que o EC6 não considera como propriedade mecânica da alvenaria a resistência à tração.

Vê-se pelos exemplos, que as resistências das paredes, quando dimensionadas pelo método das tensões admissíveis, são da mesma ordem que as obtidas no estado limite último. Apesar disto a conceituação do método semiprobabilístico é mais atual e permite melhor visão e entendimento do processo, facilitando eventuais correções e adaptações quando isso for necessário.

Observa-se, também, que o uso do método dos estados limites reforça a necessidade de um melhor controle de qualidade na indústria e na execução da obra.

CONCLUSÕES

CAPÍTULO 7

Após concluída a dissertação, espera-se que esta possa auxiliar na atualização do dimensionamento em alvenaria estrutural e na compilação de informações para o dimensionamento adequado.

A alvenaria estrutural executada com blocos vazados de concreto armado possui características que proporcionam grande versatilidade que podem trazer muitos benefícios ao Brasil, principalmente, sociais se forem concentrados maiores esforços para seu desenvolvimento tecnológico.

No decorrer do trabalho procurou-se enfatizar os aspectos relacionados à segurança dos elementos estruturais, já que prédios de alvenaria têm tido seus parâmetros resistentes avaliados de forma empírica resultando em obras nem sempre econômicas e/ou satisfatoriamente seguras.

No capítulo 4 foi analisado um edifício padrão de alvenaria estrutural, com dimensões usuais dos cômodos. O edifício foi considerado primeiramente com 4 (quatro) pavimentos, e posteriormente com 8 (oito). Nestes exemplos foi aplicada grande parte da teoria vista nos capítulos anteriores, buscando o melhor critério para um dimensionamento seguro e econômico, baseado no método das tensões admissíveis.

Pelos exemplos apresentados concluiu-se que para garantia da segurança pelo método das tensões admissíveis deve-se ter maior controle na qualidade de fabricação dos blocos e na execução da alvenaria. Considerando que, como mencionado anteriormente, a resistência característica dos blocos muitas vezes é determinada pelos projetistas através de regras empíricas.

Quanto aos procedimentos adotados para distribuição das ações verticais os exemplos reforçaram a afirmativa: métodos alternativos levam a diferenças apreciáveis nos resultados de cargas e tensões nas paredes. Concluindo que a análise de paredes isoladas é seguro e antieconômico, enquanto que o de grupos isolados de paredes é seguro e econômico, se os grupos forem delimitados de forma adequada.

Nos edifícios com mais de 4 (quatro) pavimentos, a análise feita no primeiro exemplo é válida para os seus quatro últimos pavimentos. Da mesma forma, nos edifícios com mais de 8 (oito) pavimentos, a análise feita no segundo exemplo é válida para os seus oito últimos.

Na análise das tensões nas paredes devidas às ações horizontais verificou-se que estas são bem menores quando se consideram as abas, gerando maior economia. Além disso, a força cortante na base dos painéis é maior quando elas são consideradas, estando a favor da segurança na determinação da tensão de cisalhamento.

No capítulo 7 a segurança dos elementos estruturais dos mesmos exemplos foi analisada de acordo com as recomendações do Eurocódigo 6, que se baseia no método dos estados limites. Neste caso, verificou-se que as regras empíricas adotadas para determinação das resistências características dos blocos não são totalmente seguras.

Viu-se pelos exemplos que no método dos estados limites os fatores de minoração são aplicados diretamente às fontes de incertezas, tornando mais fácil manter um nível constante de confiabilidade para muitas situações de projeto. Na verificação da segurança empregam-se critérios probabilísticos, apoiados sobre um conhecimento estatístico dos fenômenos. Os coeficientes de minoração e de majoração aplicados aos valores característicos têm por finalidade cobrir todos os aspectos do problema que ainda não podem ser tratados por via estatística.

Observou-se, também, que o uso do método dos estados limites reforça a necessidade de um melhor controle de qualidade na indústria e na execução da obra. O tratamento dado pela norma que usa o método das tensões admissíveis (NBR 10837 / 1989) não leva em consideração a qualidade de fabricação dos blocos ou da execução da alvenaria.

Quanto às propriedades mecânicas no Eurocódigo 6 admite-se a não-linearidade no comportamento dos materiais considerando que as propriedades do elemento estrutural de alvenaria dependem das propriedades intrínsecas da alvenaria, da geometria e da interação entre os elementos. Como dito anteriormente, este conceito é cientificamente recomendado por introduzir maior segurança no projeto estrutural.

Com relação à ocorrência de tração em alguns trechos de paredes, seria necessário dispor armaduras nas mesmas, uma vez que o EC6 não considera como propriedade mecânica da alvenaria a resistência à tração.

Vale salientar que EC6 não estabelece que se projetem trechos como alvenaria armada, ou seja, considerar a estrutura como parcialmente armada. Mas, no Brasil recomenda-se intensificar o uso de alvenaria não-armada sempre que possível, pois não se têm sismos no país, tomando o cuidado de não apenas absorver a tradição européia. Além disso, as alvenarias não armadas são de mais simples execução, uma vez que não exigem o grauteamento.

Admite-se como prática segura de projeto estrutural a adoção do conceito alvenaria parcialmente armada, dispondo barras de aço verticais apenas nas regiões em que há tração. Assim garante-se a segurança, objetivando atender o requisito economia.

Alguns aspectos do Eurocódigo 6, que foram abordados ligeiramente ao longo do texto, necessitam ser enfatizados e melhor analisados. Para elaboração de projetos há necessidade de se analisarem procedimentos para a sistematização do cálculo das ações horizontais, verticais e, conseqüentemente, das tensões, de tal maneira que se possa obter o valor destas resistências em qualquer ponto da estrutura.

Finalmente, acredita-se que esta dissertação possa auxiliar na compilação de informações para subsidiar futuras alterações das normas brasileiras, cumprindo os objetivos previamente definidos para o trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACCETTI, K. M. (1998). *Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- AMRHEIN, J. F. (1978). *Reinforced masonry engineering handbook: clay and concrete masonry*. Los Angeles, Institute of America. 445p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI / Projeto.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NBR 6136 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). *NBR 7186 – Bloco vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 8215 – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparo e ensaio à compressão*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 8798 – Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.

BASTOS, P.S.S. (1993). *Contribuições ao projeto de alvenaria estrutural pelo método das tensões admissíveis*. São Carlos. 242p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CASTRO, L. A. (1997). *Introdução da segurança no projeto de estrutural: método dos estados limites*. 115p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CAVALHEIRO, O. P. (1994). *Alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto: exemplo de cálculo segundo a norma brasileira*. In: 5th INTERNACIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MANSORY FOR DEVELOPING COUNTRIES. 21st –24th Aug., 1994 .

Florianópolis, Brazil. Proceedings. Florianópolis, Univ. Santa Catarina / University of Edinburgh / ANTAC, p. 375 – 385.

CEB – COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON – FEDATION INTERNACIONALE DE LA PRÉCONINTE (1970)– *Recommandations internationales pour le calcul et l'execution des ouvrages em béton – Principes et Recommendations*, 6º Congresso da FIP. Praga, 1970. Versão definitiva, Lenigrado, maio de 1972.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (1990–1992). *Relatórios sobre o comportamento de paredes estruturais de alvenaria: modelos em elementos finitos*. Brasília. / Relatório técnico para a ENCOL S/A /

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (1996). *Alvenaria estrutural*. São Carlos, EESC – USP. (Notas de aula da disciplina "SET – 606 – Alvenaria estrutural").

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (1994). *Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais*. In: 5th INTERNACIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MANSORY FOR DEVELOPING COUNTRIES. 21st –24th Aug., 1994 . Florianópolis, Brazil. Proceedings. Florianópolis, Univ. Santa Catarina / University of Edinburgh / ANTAC, p. 305 – 314.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (1994). *Efeitos de aberturas em painéis de alvenaria estrutural*. In: 5th INTERNACIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MANSORY FOR DEVELOPING COUNTRIES. 21st –24th Aug., 1994 . Florianópolis, Brazil. Proceedings. Florianópolis, Univ. Santa Catarina / University of Edinburgh / ANTAC, p. 305 – 314.

DAVIES, S. R.; KEISKIN, O. (1974) . *The effect of torsion on multi-storey structures*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOADBEARING BRICKWORK, London, Jun. 1974. *Proceedings*. p.127-137.

- DUARTE, R. B. (1999). *Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural*. Porto Alegre. ANICER – Associação Nacional da Indústria Cerâmica.
- EUROCÓDIGO 6 (1996). *Projeto de estruturas de alvenaria*.
- FUSCO, P. B. (1976) – *Fundamentos do projeto estrutural*. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, v. 1 –Ed. da Universidade de São Paulo, 1976.
- GALAMBOS, T. V., Ellingwood, B., MacGregor, J. G., e Cornell, C. A. (1982) – *Probability Based Load Criteria: Assesment of Current Design Practice*. Journal of the Structural Division,, ASCE – v. 108, número 5.
- HENDRY, A. W. et al (1981). *Introduction to load bearing brickwork design*. New York, Halsted
- J. FERRY BORGES & M. CASTANHETA (1971)– *Structural Safety*. LNEC. Lisboa.
- LIMA,V.M. SOUZA (1967)– *Cálculo de Estruturas no Regime Elasto-Plástico*. 2^{as}. Jornadas Lusas Brasileiras de Engenharia Civil, São Paulo.
- TICHY, M. & M. VORLICEK (1972). *Statiscal Theory of Concrete Structures*. Irish University Press. Shannon.
- NOVOZHILOV, V. V. (1961) – *Theory of elasticity*. New York, Mcmillan.
- OLIVEIRA JR., V. (1992). *Recomendações para o projeto de edifícios em alvenaria estrutural*. 266 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA JR., V.; PINHEIRO, L. M. (1994). *Método prático para determinação das ações verticais em paredes de alvenaria*. In: 5th INTERNACIONAL SEMINAR ON

STRUCTURAL MANSORY FOR DEVELOPING COUNTRIES. 21st –24 th Aug., 1994 . Florianópolis, Brazil. Proceedings. Florianópolis, Univ. Santa Catarina / University of Edinburgh / ANTAC, p. 315 – 322.

PARSEKIAN, G. A. (1986) . *Cálculo e armação de lajes de concreto armado com a consideração do momento volvente*. 116p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SILVA, I. M. (1996). *Análise de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos as ações do vento*. 80p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.