

André Rampazzo Reboredo

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM
ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO:
COMENTÁRIOS SOBRE A NBR 15961-1 (2011)**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Graduação
em Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do Grau de Engenheiro Civil.
Orientador: Prof. Humberto Ramos
Roman, PhD.

Florianópolis
2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Reboredo, André Rampazzo

Dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural
de blocos de concreto: comentários sobre a NBR 15961-1
(2011) / André Rampazzo Reboredo ; orientador, Humberto
Ramos Roman - Florianópolis, SC, 2013.
173 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Alvenaria Estrutural. 3. Blocos
de Concreto. 4. Dimensionamento. 5. NBR 15961 (2011). I.
Roman, Humberto Ramos. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

André Rampazzo Reboredo

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM
ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE
CONCRETO:COMENTÁRIOS SOBRE A NBR 15961-1 (2011)**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 03 de dezembro de 2013.

Prof. Luis Alberto Gómez, PhD.
Coordenador do Curso de Engenharia Civil

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Humberto Ramos Roman, PhD.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Engenheiro Civil Carlos Alexander Santestevan
RKS Engenharia de Estruturas

*A meu avô Luiz, in memoriam, aos
meus pais e a minha filha.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, presente em todos os lugares, sempre iluminando meu caminho.

A minha filha, por me dar tanto amor e felicidades.

A mãe de minha filha, por todos esses anos de amor, alegrias, crescimento e amizade.

Aos meus pais, irmãos, sobrinhos, tios e avós, pelo amor, e mesmo estando longe, sempre me incentivaram e me deram forças.

À família da mãe de minha filha, que considero como minha, pela ajuda e carinho.

Aos colegas da RKS, especialmente ao Carlos, Teston e João Kerber, pela amizade, ajuda, paciência, compreensão e pelo conhecimento adquirido a cada novo dia de trabalho.

Ao professor Humberto, pela disponibilidade da orientação e pelo tempo aplicado durante todo o desenvolvimento do trabalho.

Aos meus professores durante o curso, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos meus colegas de curso e disciplinas que compartilharam comigo seus conhecimentos.

Aos servidores, técnico-administrativos e professores da UFSC, pelo trabalho e dedicação.

Ao “Carioca”, ex-servidor do RU, pelo incentivo e amizade.

Aos feirantes da feira de orgânicos da praça da cidadania, por me nutrirem com seus alimentos e amizade.

Aos amigos que fiz ao longo do curso e aos que deixei de conviver ao longo dos anos, pelos bons momentos.

Aos colegas da Assahi e Planservi, onde iniciei minha vida profissional, pela amizade e pelos ensinamentos.

Aos membros da banca examinadora, pela disposição em atender ao convite.

Por fim, a todos que direta ou indiretamente me ajudaram na realização desse trabalho.

Quando uma criatura humana desperta para um grande sonho e sobre ele lança toda a força de sua alma, todo universo conspira a seu favor.

(Johann Goethe)

RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento da estrutura de alvenaria estrutural de blocos de concreto de um edifício multifamiliar de seis pavimentos sobre pilotis em concreto armado. O dimensionamento foi executado seguindo as recomendações da ABNT NBR 15961-1(2011) Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 1: Projetos. Os principais conceitos sobre segurança, ações, critérios de resistência e dimensionamento foram comentados. Todas as etapas da análise estrutural e do dimensionamento do edifício exemplo são mostradas e os resultados obtidos são analisados. Alguns comentários adicionais, as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria Estrutural. Dimensionamento. Blocos de Concreto. NBR 15961-1 (2011)

ABSTRACT

This paper presents the design of the structure of structural masonry concrete block of a multifamily building six floors on stilts of reinforced concrete. The sizing was performed following the recommendations of ABNT NBR 15961-1 (2011) Structural Masonry - Concrete Blocks - Part 1: Projects. The main concepts of safety, actions, resistance criteria and sizing were commented. All steps of the analysis and the structural design of the building examples are shown and the results are analyzed. Some additional comments, conclusions and suggestions for future work are presented.

KEYWORDS: Structural masonry. Sizing. Concrete Blocks. NBR 15961-1 (2011)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Bloco vazado de concreto	39
Figura 2 - Exemplo de família de blocos de concreto.	41
Figura 3 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa. .	53
Figura 4 - Dispersão de ações verticais	55
Figura 5 - Espalhamento do carregamento em paredes planas e em "L"	56
Figura 6 - Interação de paredes em um canto.	57
Figura 7-Modelo de Barras	59
Figura 8 - Atuação do vento e distribuição para as paredes de contraventamento.	61
Figura 9 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento	61
Figura 10 - Imperfeições geométricas globais.....	63
Figura 11 - Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo.	64
Figura 12 - Exemplo de aplicação das excentricidades das forças devidas ao vento.....	68
Figura 13 - Consideração de abas em painéis de contraventamento.	69
Figura 14 - Momento de segunda ordem.....	70
Figura 15 - Efeito Arco: concentração de tensões nas paredes sobre os apoios.	72
Figura 16 - Modelo em elementos finitos para apuração do efeito arco.....	73
Figura 17 - Gráfico $R \times \lambda$	79
Figura 18 - Gráfico coeficiente de redução $x \ h/t$	79
Figura 19 - Cargas Concentradas.....	81
Figura 20 - Diagramas de tensões para a alvenaria não-armada. 85	
Figura 21 - Diagramas de deformações e tensões para a alvenaria armada.	87
Figura 22 - Planta do pavimento tipo.	95
Figura 23 - Planta do pavimento ático.....	96
Figura 24 - Corte B-B.....	96
Figura 25 - Corte A-A	97
Figura 26 – Paredes estruturais nas direções X e Y.....	98
Figura 27 - Paredes de contraventamento na direção X.	100
Figura 28 - Paredes de contraventamento na direção Y.	101
Figura 29 - Distância do centróide ao bordo mais afastado da <i>PAR06X</i>	102

Figura 30 - Dados geométricos da parede <i>PAR06X</i>	102
Figura 31 - Reações da laje 1 nas paredes 01X, 2X, 06X, 01Y e 07Y no pavimento tipo.....	108
Figura 32 – Trecho estrutural da parede <i>PAR08X</i> não considerado no seu comprimento.....	110
Figura 33 - Grupos isolados de paredes.	112
Figura 34 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.....	118
Figura 35 - Características geométricas das paredes X sem consideração das abas.	127
Figura 36 - Características geométricas das paredes Y sem consideração das abas.	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões da espessura das paredes dos blocos em função da classe.....	40
Tabela 2 - Resistência característica à compressão.	41
Tabela 3 – Traços básicos de argamassa.	43
Tabela 4 - Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.....	47
Tabela 5 - Valores de γ_m	75
Tabela 6 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa).....	83
Tabela 7 - Valores característicos da resistência à tração na flexão – f_{tk} (MPa)	86
Tabela 8 - Características geométricas das paredes de contraventamento na direção X.....	103
Tabela 9 - Características geométricas das paredes de contraventamento na direção Y.....	104
Tabela 10 - Cargas das lajes do pavimento tipo nas paredes X.....	109
Tabela 11 - Cargas das lajes do pavimento tipo nas paredes Y.....	109
Tabela 12 - Cargas devido ao peso próprio das paredes X do pavimento tipo.....	111
Tabela 13 - Cargas devido ao peso próprio das paredes Y do pavimento tipo.....	111
Tabela 14 - Resultantes dos pesos próprios dos grupos de parede para o pavimento tipo.	113
Tabela 15 - Resultantes das cargas das lajes nos grupos de parede para o pavimento tipo.	114
Tabela 16 - Resultantes N_k (em kN) das cargas acumuladas em cada grupo na base das paredes em cada pavimento.	115
Tabela 17 - Carregamento linear N_k / L (kN/m) acumulado em cada grupo na base das paredes em cada pavimento.	115
Tabela 18 - Valores de S_2 para cada pavimento.	117
Tabela 19 - Valores de V_k para cada pavimento.....	117
Tabela 20 - Valores de q para cada pavimento.....	118
Tabela 21 - Valores de F_a na direção X para cada pavimento... ..	119
Tabela 22 - Valores de F_a na direção Y para cada pavimento.	120
Tabela 23 - Rigidez e rigidez relativa das paredes na direção X.	122
Tabela 24 - Rigidez e rigidez relativa das paredes na direção Y.	122

Tabela 25 - Esforços de vento e desaprumo em cada pavimento na direção X.....	123
Tabela 26 - Esforço cortante por parede em cada pavimento na direção X.....	124
Tabela 27– Momento fletor por parede em cada pavimento na direção X.....	125
Tabela 28 - Momentos torsores em cada pavimento na direção X	126
Tabela 29 - Características geométricas das paredes X para o cálculo dos esforços devido a torção.....	128
Tabela 30 - Características geométricas das paredes Y para o cálculo dos esforços devido a torção.....	128
Tabela 31 - Esforço cortante por parede em cada pavimento na direção X devido à torção.	129
Tabela 32 - Momento por parede em cada pavimento na direção X devido à torção.	130
Tabela 33 - Características geométricas, ações, esforços e tensões nas paredes da direção X e Y no 1° pavimento.....	131
Tabela 34 - Dimensionamento à compressão, valores de f_{pk}	133
Tabela 35 - Verificação do f_{pk} mínimo (em MPa)para as paredes do 6° ao 4° pavimento.....	136
Tabela 36 - Verificação do f_{pk} mínimo (em MPa) para as paredes do 3° ao 1° pavimento.....	137
Tabela 37 - Valores de f_{pk} mínimo (em MPa) para a parede PAR07X do 2° ao 6° pavimento.	138
Tabela 38 – Valores de f_{bk} (em MPa) adotados do 2° ao 6° pavimento.....	139
Tabela 39- Valores de f_{pk} (em MPa) adotados do 2° ao 6° pavimento.....	139
Tabela 40- Valores de f_{pk}^* (em MPa) adotados do 2° ao 6° pavimento.....	139
Tabela 41 - Verificação da máxima tração nas paredes da direção X nos 6 pavimentos tipo.....	142
Tabela 42 - Verificação do cisalhamento nas paredes da direção X no 1° pavimento.	145
Tabela 43 - Verificação do cisalhamento nas paredes da direção Y no 1° pavimento.	146
Tabela 44 - Verificação da resistência ao cisalhamento nas paredes do 2° ao 6° pavimento.....	147
Tabela 45 – Momentos de cálculo das vigas de alvenaria do edifício exemplo.....	149

Tabela 46 – Dimensionamento à flexão das vigas de alvenaria.	152
Tabela 47 – Cortantes de cálculo das vigas de alvenaria do edifício exemplo.....	152
Tabela 48 – Tensão de cisalhamento de cálculo das vigas de alvenaria do edifício exemplo.....	154
Tabela 49 – Resistência ao cisalhamento de cálculo de todas paredes do edifício exemplo.....	155
Tabela 50 – Especificações de resistências de bloco, graute, argamassa e prisma para o edifício.....	157

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	25
1.1	HISTÓRICO	26
1.1.1	Alvenaria.....	26
1.1.2	Normas.....	27
1.2	OBJETIVOS	30
1.2.1	OBJETIVO GERAL	30
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	30
1.3	LIMITAÇÕES.....	31
1.4	JUSTIFICATIVA.....	31
2.	TERMOS E DEFINIÇÕES	35
2.1	Componente	35
2.2	Elemento de Alvenaria	35
2.3	Parede.....	35
2.4	Viga, Verga, Contraverga, Cinta, Pilar, Parede, Coxim, Enrijecedor e Diafragma	36
2.5	Prisma.....	36
2.6	Área bruta, líquida e efetiva	36
2.7	Amarração direta ou indireta.....	37
3.	PROPRIEDADES DA ALVENARIA E DE SEUS COMPONENTES	39
3.1	Blocos.....	39
3.1.1	Resistência Mecânica.....	41
3.2	Argamassa	42
3.3	Graute.....	43
3.4	Aço.....	44
3.5	Armaduras Construtivas.....	44
3.6	Alvenaria	45
3.6.1	Propriedades elásticas	45

3.6.2	Resistência à compressão	45
3.6.3	Prisma	46
3.6.4	Relações prisma/bloco	46
4.	SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS.....	49
4.1	Método das Tensões Admissíveis	50
4.2	Método dos Estados Limites	50
5.	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	53
5.1	Ações	53
5.1.1	Ação vertical.....	54
5.1.2	Ação horizontal.....	60
5.2	Estabilidade global.....	69
5.3	Dano acidental e colapso progressivo	70
5.4	Interação entre paredes e estrutura de apoio	71
6.	PRINCIPAIS CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO	75
6.1	Resistência de Cálculo	75
6.2	Critérios de dimensionamento	76
6.2.1	Compressão simples	77
6.2.2	Forças Concentradas.....	80
6.2.3	Cisalhamento	81
6.2.4	Flexão simples	85
6.2.5	Flexão composta	89
7.	EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO	93
7.1	Introdução	93
7.2	Dados do edifício	95
7.3	Definições dos elementos estruturais.....	97
7.3.1	Paredes Estruturais	97
7.3.2	Paredes de contraventamento	99
7.3.3	Lajes	104

7.4	Análise Estrutural.....	105
7.4.1	Cargas Verticais.....	105
7.4.2	Ações Horizontais.....	115
7.5	Dimensionamento e verificação.....	131
7.5.1	Compressão simples.....	132
7.5.2	Flexão composta nas paredes.....	133
7.5.3	Verificação do cisalhamento nas paredes.....	143
7.5.4	Verificação das cargas concentradas.....	148
7.5.5	Dimensionamento das vigas de alvenaria.....	149
7.6	Estabilidade Global.....	155
7.7	Resultados.....	156
7.8	Comentários adicionais.....	157
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES .	159
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	161
	PROGRAMAS UTILIZADOS.....	162
	REFERÊNCIAS NORMATIVAS.....	163
	APÊNDICE A – Planta de formas do pavimento tipo.....	165
	APÊNDICE B – Planta de formas da cobertura, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório	167
	APÊNDICE C – Reações das lajes no pavimento cobertura, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório.....	169
	APÊNDICE D – Cargas devido ao peso próprio das paredes da platibanda, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório.....	171
	APÊNDICE E – Resultantes das cargas das lajes nas paredes da cobertura, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório.....	173

1. INTRODUÇÃO

O principal conceito ligado ao uso da alvenaria como sistema estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Esse é o conceito básico a ser levado em conta quando se discute a alvenaria estrutural como processo construtivo de edifícios.

Atualmente se pode admitir a existência de tensões de tração em determinados elementos de alvenaria estrutural, sendo que essas tensões devem preferencialmente se restringir a pontos específicos da estrutura, além de não apresentarem valores muito elevados. Em caso contrário, se as trações ocorrerem de forma generalizada ou seus valores forem muito elevados, a estrutura poderá ser tecnicamente adequada, mas dificilmente será economicamente viável.

Segundo Parsekian (2012), até a década de 50 eram utilizados métodos empíricos para se construir, o que ele chama de estruturas de alvenaria. A alvenaria estrutural como disciplina da engenharia estrutural, baseada em métodos racionais de cálculo, teve início a partir da década de 50. Para uma estrutura ser chamada de alvenaria estrutural é preciso que tenha método de cálculo racional, modulação, caracterização dos materiais e qualidade na execução e controle.

As normas tratam justamente desses aspectos. A norma de alvenaria estrutural de blocos de concreto por ter sido reformulada recentemente, será tratada nesse trabalho afim de se avaliar seus critérios através do dimensionamento de um edifício.

Inicia-se com um histórico da alvenaria estrutural e dos textos normativos, justificativa e objetivos. Em seguida é feita uma revisão bibliográfica sobre algumas definições empregadas na norma atual e os principais aspectos que envolvem a análise estrutural e os critérios de verificação e dimensionamento, com alguns comentários sobre os mesmos.

Já no exemplo de dimensionamento é apresentado o edifício exemplo e efetuada a análise estrutural, a verificação e dimensionamento, juntamente com a análise dos resultados.

Por ultimo, são tecidos alguns comentários adicionais e as considerações finais.

1.1 HISTÓRICO

1.1.1 Alvenaria

A alvenaria é um material de construção tradicional que tem sido usado há milhares de anos. Em suas formas primitivas a alvenaria era feita tipicamente com tijolos de barro de baixa resistência ou de pedra, as edificações eram construídas baseadas em métodos empíricos. Ao longo do tempo, foram desenvolvidas unidades de cerâmica cozida e de outros materiais de alta resistência, no entanto a aplicação de métodos empíricos de projeto e construção se manteve até o século 20.

Com o surgimento do cimento hidráulico, na metade do século XIX, os construtores passaram a ter uma nova opção de elemento resistente. Iniciou-se, então, na Europa, em 1850, a fabricação de blocos de concreto simples, pré-moldados, maciços, que se demonstraram de difícil aplicação. Em 1866, surgiram as técnicas de fabricação dos blocos vazados (OLIVEIRA, 1986).

Por volta de 1890, os blocos de concreto foram também fabricados nos Estados Unidos. Inúmeras pesquisas sobre esse material foram realizadas, culminando com a publicação da “Specification for the Design and the Construction of Load-bearing Concrete Masonry” (1967) pelo National Concrete Masonry Association (GARCIA, 2000).

Construído em Chicago de 1889 a 1891 o Edifício Monadnock com 16 pavimentos e 65m de altura foi considerado um grande avanço nas construções, pois explorou os limites dimensionais possíveis para edifícios de alvenaria. Entretanto, por causa dos métodos empíricos de dimensionamento empregados até então, as paredes na sua base têm 1,80 m de espessura. Se fosse dimensionada pelos procedimentos utilizados atualmente, com os mesmos materiais, essa espessura seria inferior a 30 cm (Manual ABCI, 1990). Segundo Parsekian (2012), esse edifício marcou ao mesmo tempo o ápice e o declínio dos edifícios com estruturas de alvenaria dando lugar ao uso do aço e concreto armado.

Na década de 50 a utilização da alvenaria ganhou novo impulso, após a realização de uma série de experimentações na Europa. Em 1951 foi dimensionado e construído na Suíça um edifício com 13 pavimentos em alvenaria não-armada, com paredes internas de 15 cm de espessura. Segundo Parsekian (2012), só para a construção desse edifício foram realizados mais de 1600 ensaios.

Muitos edifícios foram construídos na Inglaterra, Alemanha e Suíça, e também nos Estados Unidos, onde a alvenaria estrutural passou

a ser empregada mesmo em zonas sujeitas a abalos sísmicos, sendo neste caso utilizada a alvenaria armada.

No Brasil, o sistema construtivo em alvenaria começou a ser utilizado com a chegada dos portugueses no início do século XVI. Entretanto, a alvenaria com blocos estruturais, que pode ser encarada como um sistema construtivo mais elaborado e voltado para a obtenção de edifícios mais econômicos e racionais, demorou muito a encontrar o seu espaço.

A cronologia das edificações realizadas com blocos vazados estruturais é um pouco controversa, mas pode-se supor que os primeiros edifícios construídos no Brasil tenham surgido em 1966, em São Paulo. Foram executados com blocos de concreto e tinham apenas quatro pavimentos. Edifícios mais elevados foram construídos, também em São Paulo, em 1972.

O condomínio Central Parque Lapa com 12 pavimentos e o edifício Muriti, em São José dos Campos, com 16 pavimentos foram executados em alvenaria armada de blocos de concreto.

Apenas em 1977 foram construídos os primeiros edifícios em alvenaria não armada. Tinham 9 pavimentos e foram executadas com blocos sílico calcáreos, com paredes estruturais de 24 cm de espessura.

Atualmente o sistema construtivo em alvenaria está sendo bastante difundido no país e já foram construídos edifícios de até 24 andares em alvenaria armada de blocos de concreto. Em Piçarras, Santa Catarina, está em andamento a construção do edifício mais alto da região Sul com 18 pavimentos em alvenaria estrutural de blocos de concreto.

1.1.2 Normas

No ano de 1948, na Inglaterra, foi elaborada a primeira norma consistente para o cálculo da alvenaria de tijolos. Foi reformulada em 1970 e passou a ser a *Code of Practice III*, que tratava de dimensionamento de paredes sujeitas à compressão. A nova norma foi ampliada e o enfoque determinístico para as cargas e tensões foi substituído pelo método semiprobabilístico. No ano de 1978 foi lançada a primeira versão da BS 5628: *part 1 - The Structural Use of Unreinforced Masonry*, que trata do projeto e execução de estruturas de alvenaria não armada (Manual ABCI, 1990).

No Brasil, o sistema de alvenaria estrutural em blocos vazados de concreto teve um surto de aplicação nos idos da década de setenta. Em

São Paulo vários projetistas e calculistas voltaram-se para o estudo e aplicação dessa técnica.

Em dezembro de 1977, na cidade de São Paulo, o IBRACON – Instituto Brasileiro de Concreto, realizou um Colóquio, reunindo os principais projetistas, calculistas, fabricantes de blocos e construtoras dedicados ao assunto. Nesse colóquio surgiram os primeiros entendimentos entre os participantes visando a normalização da técnica de alvenaria estrutural. O artigo “Diretrizes para a Normalização e Normas” do Engenheiro Carlos Alberto Tauil, fundamentado nas normas americanas da ASTM, relata que em 1968 o Professor Fernando Lobo Carneiro, da COPPE/UFRJ, havia confeccionado um esboço de norma para o BNH – Banco Nacional de Habitação, que não foi adiante para sua oficialização.

Os contatos iniciais mantidos por profissionais ligados ao IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas e à indústria produtora de blocos vazados de concreto com a ABNT, através do CB-2 (Comitê Brasileiro de Construção Civil), oficializou uma Comissão de Estudos em 14 de dezembro de 1977 em São Paulo, evento paralelo ao importante Colóquio do IBRACON. Com isso estava lançada a semente para o desenvolvimento das normas nacionais.

As normas norte americanas foram as balizadoras dos projetos de normas brasileiras em alvenaria estrutural. A produção de blocos vazados de concreto no Brasil realizou-se com a importação de máquinas e equipamentos norte americanos, daí uma natural adoção do padrão dos blocos produzidos nos E.U.A., induzindo os projetistas e calculistas a adotarem esses padrões e por consequência as normas que balizavam esses produtos (SÁNCHEZ, 1994).

Antes de 2010 o cálculo de estruturas de alvenaria estava regulamentado apenas para as alvenarias constituídas por blocos de concreto, através da NBR 10837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, que teve a sua primeira edição em 1989, fortemente baseada no ACI 530 (1983) *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*. Em 1985 foi editada a NBR 8798, que trata da execução e controle de obras em alvenaria de blocos de concreto. A NBR 10837 (1989) regulamenta o cálculo de alvenaria de blocos de concreto, introduzindo a segurança com base no Método das Tensões Admissíveis.

A NBR 10837 (1989) fixava as condições exigíveis no projeto e execução em obras de alvenaria estrutural não armada, parcialmente armada, ou armada, exclusivamente de blocos de concreto. Na aplicação dessa norma era necessário serem seguidas as condições de outras

normas brasileiras, como a NBR 6118 (1989) - Projeto e execução de obras de concreto armado, NBR 6120 (1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações, entre outras. A NBR 10837 (1989) também buscava complementação na BS5628-1 (1978) *Code of practice for use of masonry — Part 1: Structural use of unreinforced masonry*, apesar de ter sido elaborada tendo como referência a norma americana ACI 530 (1983).

Em 2005 formou-se uma comissão de estudos junto à ABNT para rever a NBR 10837 (1989), atualizando conceitos e alterando o paradigma da segurança estrutural, com a adoção do Método dos Estados Limites, o que a esse tempo já havia sido feito para os principais materiais utilizados em estruturas no Brasil (aço, madeira, concreto, etc.).

No início de 2007, por incentivo da ANICER (Associação Nacional da Indústria Cerâmica), formou-se uma comissão de estudos para a produção de uma norma de cálculo de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.

O trabalho foi desenvolvido sob a responsabilidade da comissão designada pela ABNT, coordenada pelo Eng. Carlos André Lanna (ANICER), sendo o Prof. Márcio Corrêa (EESC-USP) responsável pelo texto base, na parte 1, referente ao projeto e o Prof. Humberto Roman (UFSC) pelo texto base, na parte 2, referente a execução e controle de obra (CORRÊA E SILVA, 2008).

Com isso, a normalização brasileira sobre alvenaria estrutural foi reformulada. Em 2010 entrou em vigor a NBR 15812-1 Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 1: Projeto e a NBR 15812-2 Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 2: Execução e controle de obras. E em 2011 foi lançada a NBR 15961-1 Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto e a NBR 15961-2 Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. Entretanto, ainda hoje, os engenheiros de estruturas recorrem as normas estrangeiras, tais como a BS5628 (1992), o ACI 530 (1983) ou ainda usam a NBR 10837 (1989), com as devidas adaptações (RAMALHO, 2012).

A NBR 15961-1 (2011) fixa os requisitos mínimos exigíveis ao projeto de estruturas de alvenaria de blocos de concreto. Esta norma também se aplica à análise do desempenho estrutural de elementos de alvenaria de blocos de concreto inseridos em outros sistemas estruturais.

As principais referências normativas brasileiras da NBR 15961-1 (2011) além das já descritas para a NBR 10837 (1989), são a NBR

15961-2 (2011) que trata da execução e controle e a NBR 8681 (2003) que trata das ações e segurança nas estruturas de concreto armado, aço, madeira e alvenaria estrutural.

As premissas básicas que nortearam a elaboração das normas atuais foram:

1. A mudança do conceito de segurança de tensões admissíveis para estados limites.
2. Dimensionamento com valores característicos e não mais valores médios.
3. Apesar da área líquida ser mais precisa, a referência para os cálculos é sempre a área bruta do bloco, do prisma e da parede.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é realizar a análise estrutural e o dimensionamento de um edifício de 6 pavimentos em alvenaria estrutural, de acordo com a norma ABNT NBR 15961-1:2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 1: Projetos

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos do presente trabalho são:

- Comentar as principais prescrições da NBR 15961-1 (2011), fazendo uma análise qualitativa e quantitativa das principais mudanças em relação a NBR 10837 (1989).
- Colocar em uso as recomendações da referida norma, através do dimensionamento de um edifício, buscando servir como referência para a aplicação prática nos escritórios de cálculo de alvenaria estrutural, pois, segundo Ramalho (2012), a grande maioria ainda não usa a norma atual em seus projetos. Para isso serão demonstrados todos os procedimentos e critérios utilizados para tal.
- Como resultado serão mostrados todos os esforços nos elementos estruturais: paredes, pilares e vigas de alvenaria, seus dimensionamentos e verificações. Assim como, as especificações de projeto contendo as resistências características à compressão dos prismas e dos grautes, e as

faixas de resistência média a compressão das argamassas. Também serão apresentados os valores de resistência sugeridos para os blocos, de forma que as resistências de prisma especificadas sejam atingidas.

1.3 LIMITAÇÕES

- Não será considerado o uso dos lintéis na análise estrutural, ou seja, a estrutura será considerada não aporricada.
- Será considerado que não ocorrerá concentração de tensões nas paredes do primeiro pavimento em alvenaria estrutural do edifício exemplo devido a interação entre a alvenaria estrutural e estruturas de apoio. A alvenaria estrutural se apoiará em vigas de transição em concreto armado do pavimento pilotis consideradas suficientemente rígidas para que não ocorra o efeito arco.
- Não serão realizados dimensionamentos de modo a evitar o colapso progressivo da estrutura no caso da ocorrência de danos acidentais devido a norma atual tratar esse assunto apenas em anexo informativo e não obrigatório.
- No presente trabalho não serão detalhadas as plantas de fiadas, elevações das paredes, detalhes construtivos e quantitativos de materiais do edifício exemplo.
- A estrutura de concreto do edifício não será dimensionada.

1.4 JUSTIFICATIVA

Apesar de sua chegada tardia no Brasil, a alvenaria estrutural acabou se firmando como uma alternativa eficiente e econômica para a execução de edificações residenciais, comerciais e também industriais. Com um desenvolvimento mais lento a princípio e bem mais rápido nos últimos anos, o sistema acabou sendo muito bem aceito, o que se pode perceber principalmente quando se considera o número de empresas produtoras de blocos, tanto de concreto como cerâmicos, existentes na atualidade.

A grande vantagem que a alvenaria estrutural apresenta é a possibilidade de incorporar facilmente os conceitos de racionalização, produtividade e qualidade, produzindo, ainda, construções com bom desempenho tecnológico, aliado a baixos custos (ROMAN et al., 1999).

Diante dessas grandes vantagens, em especial as de origem econômica, atualmente, no Brasil, o sistema construtivo em alvenaria tem experimentado um grande impulso.

Devido à estabilização da economia e ao programa Minha Casa, Minha Vida do governo federal, financiado pela Caixa Econômica Federal, grandes construtoras migraram para o sistema alvenaria estrutural e a concorrência tem feito com que um número crescente de empresas passe a se preocupar mais com a racionalização, acelerando as pesquisas e a utilização de novos materiais.

Dentro do sistema Alvenaria Estrutural, a alvenaria não armada de blocos vazados de concreto é a mais difundida em várias regiões do Brasil, tanto pela economia proporcionada como pelo número de fornecedores já existentes. Sua utilização é mais indicada em edificações residenciais de padrão baixo ou médio com até 12 pavimentos. Nesses casos utilizam-se paredes com espessura de 14 cm e a resistência de bloco usualmente necessária é de 1 MPa vezes o número de pavimentos acima do nível considerado. Entretanto, a alvenaria de blocos cerâmicos também ganhou força com o aparecimento de fornecedores confiáveis, selos de qualidade e blocos com resistências superiores a 10 MPa (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

A normalização brasileira sobre a alvenaria estrutural foi reformulada nos anos de 2010 e 2011 dando mais credibilidade ao sistema construtivo e novo impulso ao mercado.

No 15º Congresso Internacional de Alvenaria (15th International Brick and Block Masonry Conference – IB2MaC) que ocorreu em Florianópolis entre 3 e 6 de junho de 2012, foi muito comentado que o Brasil é o país com o maior número de edifícios em alvenaria estrutural em construção, único no mundo a projetar e construir edifícios altos e se tornou referência mundial em termos de pesquisa nas áreas de projeto, controle e execução, já que a maioria dos países tradicionalmente executores de alvenaria estrutural estão abandonando gradativamente esse sistema devido ao receio de danos acidentais e colapsos progressivos principalmente em regiões sujeitas a abalos sísmicos.

Nos últimos 3 anos foram lançados três livros sobre alvenaria estrutural: Alvenaria Estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle de Guilherme Aris Parsekian e Márcia Melo Soares; Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto organizado por Guilherme Aris Parsekian e os principais escritórios de projeto de alvenaria estrutural do país; Comportamento e

dimensionamento de alvenaria estrutural também de Guilherme Aris Parsekian, Ahmad Hamid, Robert Drysdale.

Tudo isso somado as inúmeras pesquisas de mestrado e doutorado sendo realizadas no país comprovam a grande importância do uso da alvenaria estrutural recentemente no Brasil.

2. TERMOS E DEFINIÇÕES

Algumas novas definições foram introduzidas ou reformuladas com a publicação da NBR15961-1 (2011). Para o presente trabalho é importante destacar:

2.1 Componente

Menor parte constituinte de um elemento da estrutura, incluindo:

- a) Bloco: Componente básico da alvenaria.
- b) Junta de argamassa: Componente utilizado na ligação dos blocos.
- c) Graute: Componente utilizado para preenchimento de espaços vazios de blocos com a finalidade de solidarizar armaduras à alvenaria ou aumentar sua capacidade resistente

2.2 Elemento de Alvenaria

Parte da estrutura suficientemente elaborada constituída da reunião de dois ou mais componentes.

- a) Não armado: elemento de alvenaria no qual a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes.
- b) Armado: elemento de alvenaria no qual são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistência aos esforços solicitantes.
- c) Protendido: elemento de alvenaria em que são utilizadas armaduras ativas impondo uma pré-compressão antes do carregamento.

Na NBR 10837 (1989) as definições valiam para a estrutura de alvenaria como um todo e não para o elemento. Portanto era necessário que todas as paredes fossem armadas para absorver os esforços calculados, além das armaduras construtivas ou de amarração para considerar a alvenaria como armada. Com essa nova definição, não existe mais o termo “Alvenaria Parcialmente Armada”, pois é possível ter no mesmo edifício elementos armados e não armados (PARSEKIAN, 2012).

2.3 Parede

- a) Estrutural: toda parede admitida como participante da estrutura.

- b) Não estrutural: toda parede não admitida como participante da estrutura.

2.4 Viga, Verga, Contraverga, Cinta, Pilar, Parede, Coxim, Enrijecedor e Diafragma

- a) Viga: elemento linear que resiste predominantemente à flexão e cujo vão seja maior ou igual a três vezes a altura da seção transversal.
- b) Verga: elemento estrutural colocado sobre abertura de porta e janela que tenha a função exclusiva de transmissão de cargas verticais para as paredes adjacentes à abertura.
- c) Contraverga: elemento estrutural colocado sob o vão de abertura com a função de redução de fissuração nos seus cantos.
- d) Cinta: elemento estrutural apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes, vergas ou contravergas.
- e) Pilar: elemento linear que resiste predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão.
- f) Parede: elemento laminar que resiste predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal excede cinco vezes a menor dimensão.
- g) Coxim: elemento estrutural não contínuo, apoiado na parede, para distribuir cargas concentradas.
- h) Enrijecedor: elemento vinculado a uma parede estrutural com a finalidade de produzir um enrijecimento na direção perpendicular ao seu plano
- i) Diafragma: Elemento estrutural laminar admitido como rígido em seu próprio plano, sendo usualmente a laje de concreto armado que distribui as ações horizontais para as paredes.

2.5 Prisma

Corpo de prova obtido pela superposição de blocos unidos por junta de argamassa, grauteados ou não, ensaiados à compressão. Oferece informação básica sobre resistência à compressão da alvenaria e é o principal parâmetro para o projeto e controle da obra.

2.6 Área bruta, líquida e efetiva

- a) Bruta: área de um componente (bloco) ou elemento (parede) considerando-se as suas dimensões externas e desprezando-se a existência dos vazios.
- b) Líquida: área de um componente ou elemento, com desconto das áreas dos vazios.
- c) Efetiva: parte da área líquida de um componente ou elemento, sobre a qual efetivamente é disposta a argamassa.

2.7 Amarração direta ou indireta

- a) Direta no plano da parede: padrão de distribuição dos blocos no plano da parede no qual as juntas verticais se defasam de no mínimo $1/3$ do comprimento dos blocos.
- b) Indireta (não amarrada) no plano da parede: padrão de distribuição dos blocos no plano da parede no qual não há defasagem nas juntas verticais (junta a prumo). Toda parede com junta não amarrada no seu plano deve ser considerada não estrutural, salvo se existir comprovação experimental de sua eficiência ou se efetuada amarração indireta conforme item d.

Atualmente estão sendo feitos ensaios na Escola de Engenharia de São Carlos para se avaliar a eficiência de vários tipos de amarração indireta.

- c) Amarração direta de paredes: padrão de ligação de paredes por intertravamento de blocos, obtido com a interpenetração alternada de 50% das fiadas de uma parede na outra ao longo das interfaces comuns.
- d) Amarração indireta de paredes: padrão de ligação de paredes com junta vertical a prumo em que o plano da interface comum é atravessado por armaduras normalmente constituídas por grampos metálicos devidamente ancorados em furos verticais adjacentes grauteados ou por telas metálicas ancoradas em juntas de assentamento.

3. PROPRIEDADES DA ALVENARIA E DE SEUS COMPONENTES

As propriedades de um elemento de alvenaria estrutural dependem da composição dos materiais constituintes: bloco, argamassa, graute e armadura. Os componentes básicos da alvenaria devem apresentar características mínimas de desempenho, conformidade com as especificações técnicas e propriedades que possibilitem o cumprimento de requisitos requeridos.

3.1 Blocos

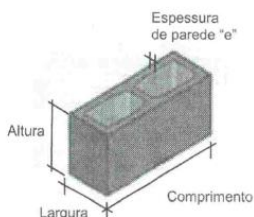
Segundo Camacho (2006), os blocos são os componentes mais importantes que compõem a alvenaria estrutural, uma vez que são eles que comandam a resistência à compressão e determinam os procedimentos para aplicação da técnica da coordenação modular nos projetos.

Para Parsekian e Soares (2010), em conjunto com a argamassa, os blocos também são determinantes para a resistência ao cisalhamento e à tração e para a durabilidade da obra. Suas propriedades mais importantes são a resistência à compressão, estabilidade e precisão dimensional, vedação, absorção de água, isolamento térmico e acústico e modulação.

O comprimento e a altura dos blocos são padronizados para cada família dimensional. O módulo vertical é geralmente padronizado em 20 cm, com junta horizontal de 10 mm de altura. As dimensões horizontais para edifícios, normalmente construídos com blocos de 14 cm de espessura, mais comuns são de 29 e 39 cm e junta de 10 mm, configurando módulo horizontal de 15 ou 20 cm.

A NBR 6136 (2007) define o bloco vazado de concreto como sendo o elemento de alvenaria cuja área líquida é igual ou inferior a 75% da área bruta (ver figura 1).

Figura 1- Bloco vazado de concreto



Fonte: NBR 6136 (2007)

Quanto ao uso, os blocos de concreto podem ser classificados, segundo a NBR 6136 (2007):

- Classe A: com função estrutural, para uso em elementos de alvenaria acima ou abaixo do nível do solo;
- Classe B: com função estrutural para uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo;
- Classe C: com função estrutural para uso em elemento de alvenaria acima do nível do solo;
- Classe D: sem função estrutural para uso de elemento acima do nível do solo.

Na tabela 1 são mostradas as dimensões das espessuras das paredes dos blocos em função da classe e na figura 2 alguns tipos de blocos de concreto encontrados no mercado.

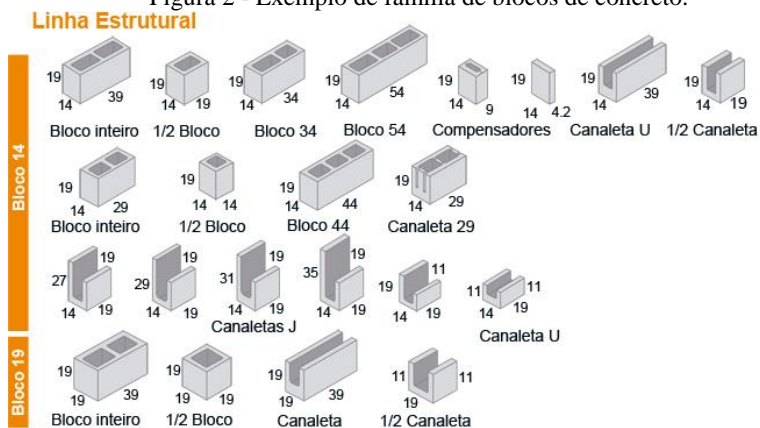
Tabela 1 - Dimensões da espessura das paredes dos blocos em função da classe.

Classe	Designação	Paredes longitudinais ¹⁾ (mm)	Paredes transversais ¹⁾ (mm)
A	M-15	25	25
	M-20	32	25
B	M-15	25	25
	M-20	32	25
C	M-15	18	18
	M-20	18	18
D	M-15	18	15
	M-20	18	15

1) Média das medidas das paredes tomadas no ponto mais estreito.

Fonte: Adaptado da NBR 6136 (2007)

Figura 2 - Exemplo de família de blocos de concreto.



Fonte: <http://www.pavertech.com.br/>, acessado em 10/10/2013

3.1.1 Resistência Mecânica

A principal propriedade do bloco é a sua resistência característica à compressão f_{bk} , referida pela norma atual sempre à área bruta do bloco. Essa é fundamental para a resistência da parede f_k . A qualidade de um bloco é, na maioria das vezes, medida pela sua resistência à compressão. Os blocos estruturais devem ter resistência mínima de 3,0 MPa. O ensaio é realizado por simples compressão de uma amostra de blocos. O ensaio de resistência à compressão deve ser executado conforme a NBR 12118 (2010) e a determinação da resistência característica dos blocos ensaiados deve ser calculada de acordo com a NBR 6136 (2007).

Na Tabela 2 são mostradas as resistências à compressão dos blocos em função da classe.

Tabela 2 - Resistência característica à compressão.

Classe	Resistência Característica f_{bk} (Mpa)
A	$\geq 6,0$
B	$\geq 4,0$
C	$\geq 3,0$
D	$\geq 2,0$

Fonte: Adaptado da NBR 6136 (2007)

3.2 Argamassa

Segundo Camacho (2006), argamassa é o componente utilizado na ligação entre os blocos, evitando pontos de concentração de tensões, sendo composta de cimento, agregado miúdo, água e cal, sendo que algumas argamassas podem apresentar adições para melhorar determinadas propriedades.

Para Parsekian e Soares (2010), argamassas mais fortes, só de cimento e areia, por exemplo, não são recomendadas pois são muito rígidas e têm baixa capacidade de absorver deformações. A adição de cal, ainda que leve a alguma perda de resistência, proporciona uma argamassa de melhor trabalhabilidade, melhora a retenção da água e a capacidade de absorver deformações. Em contrapartida, argamassas muito fracas, só de cal e areia, por exemplo, têm resistência à compressão e aderência muito baixas, prejudicando a resistência da parede.

A resistência da argamassa deve ser determinada de acordo com a NBR 13279 (2005). Alternativamente pode-se utilizar as prescrições do Anexo D da NBR 15961-2 (2011). Através desses ensaios é obtida a resistência média à compressão da argamassa f_a . O único componente que não tem especificada sua resistência característica é a argamassa, pois como a NBR 13279 (2005) especifica a resistência média, a NBR 15961-2 (2011) manteve o mesmo critério.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) deve ser atendido o valor máximo de f_a limitado a 0,7 da resistência característica especificada para bloco, referida à área líquida. Segundo Parsekian (2012), o valor mínimo de f_a deve ser 0,7 de f_{bk} .

Para os casos mais comuns, alguns traços básicos são indicados na Tabela 3. Em edifícios mais altos, ou mesmo maior vulto (vários edifícios), deve-se proceder a dosagem experimental para definição do traço.

Tabela 3 – Traços básicos de argamassa.

CIMENTO	CAL	AREIA	Resistência média (f_a) esperada (MPa)	USO/NOTAS
1	0,25	3	17	Traço muito forte, suscetível a fissuras
1	0,5	4,5	12	Traço ainda forte, recomendado apenas para casos de alvenarias aparentes ou enterradas, ou ainda sujeitas a ação lateral predominante (arrimos, reservatórios)
1		5 a 6	5	Traço adequado para edificações de baixa altura em paredes revestidas
1		8 a 9	2,5	Traço apenas para alvenaria de vedação

Fonte: Parsekian e Soares (2010)

3.3 Graute

Segundo Parsekian (2012), o graute é um concreto com agregados finos e alta plasticidade, utilizado para preencher vazios dos blocos. É lançado nos furos verticais dos blocos, ou em blocos tipo canaletas. As funções do graute são aumentar a resistência em pontos localizados (verga, contraverga, coxim), aumentar a resistência à compressão de uma parede e solidarizar eventuais armaduras às paredes.

Segundo a NBR 15961 (2011), quando especificado o graute, sua influência na resistência da alvenaria deve ser devidamente verificada em laboratório, nas condições de sua utilização. A avaliação da influência do graute na compressão deve ser feita mediante o ensaio de compressão de prismas, pequenas paredes ou paredes.

Para elementos de alvenaria armada a resistência a compressão característica f_{gk} deve ser especificada com valor mínimo de 15 MPa.

Para Parsekian e Soares (2010), teoricamente, o aumento da resistência da parede é proporcional ao aumento de área líquida proporcionada pelo grauteamento. Isso nem sempre ocorre. Resultados de pesquisas indicam que a eficiência do graute pode variar de 60 a 100%, sendo, usualmente, maior a eficiência do graute nos casos de blocos de menor resistência combinados com grautes de maior resistência. Também é importante ressaltar que a especificação de resistência do graute muito superior à do bloco não leva necessariamente ao aumento da eficiência.

Segundo Parsekian (2012), recomenda-se adotar a resistência característica do graute f_{gk} igual a resistência característica do bloco tendo como base a área líquida com valor mínimo de 15 MPa para alvenaria armada. Como exemplo, para um bloco de 8 MPa com relação área líquida/área bruta igual a 2 pode-se adotar f_{gk} igual a 16MPa arredondando para 20 MPa, pensando sempre nas classes de resistência f_{ck} do concreto.

3.4 Aço

A especificação do aço deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 7480 (2007). Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.

3.5 Armaduras Construtivas

As armaduras construtivas têm a finalidade de absorver os esforços de tração não previstos de diversas origens: retração, tensões de tração localizadas devido à propagação de cargas verticais, amarração das paredes, temperatura, eventual presença de recalques etc.

As armaduras construtivas criam mecanismos resistentes alternativos e previnem a ocorrência de colapso do tipo progressivo.

Geralmente as armaduras construtivas verticais são colocadas em cada lado de qualquer abertura, nos cantos das paredes, nas extremidades livres, nos cruzamentos de paredes.

As armaduras construtivas horizontais são colocadas no topo e na base de qualquer abertura (vergas e contravergas), ao nível das lajes e tetos (cintas de respaldo), no topo dos peitoris, nas juntas horizontais espaçadas de 0,40 m nas paredes com junta a prumo.

Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), em todos os casos deve-se verificar a existência de resultante de tração e armar as paredes quando esta for maior que a admitida por norma.

3.6 Alvenaria

Segundo Parsekian e Soares (2010), a alvenaria pode ser definida como um componente constituído por blocos unidos entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido e coeso. Além das funções da alvenaria de vedação - conforto térmico e acústico, estanqueidade, resistência ao fogo, durabilidade - a alvenaria estrutural tem a função de absorver e transmitir ao solo, ou à estrutura de transição, todos os esforços a que o edifício possa ser submetido.

3.6.1 Propriedades elásticas

O módulo de deformação de alvenaria E_m depende das características dos blocos e da argamassa. Algumas normas internacionais trazem valores tabelados. O enfoque simplificado estima o módulo de deformação em função da resistência do prisma. De acordo com a NBR 15961-1 (2011), tem-se E_m igual a $800f_{pk}$, tendo como valor máximo 16 GPa. No caso da realização de ensaios, calcula-se E_m de acordo com a corda dos pontos iguais a 5% e 30% de f_p do diagrama $\sigma \times \epsilon$. O coeficiente de Poisson da alvenaria pode ser adotado igual a 0,20.

Para verificações de estados-limite de serviço (ELS), recomenda-se reduzir os módulos de deformação em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito de fissuração da alvenaria.

3.6.2 Resistência à compressão

De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2012), a resistência à compressão da alvenaria depende em ordem decrescente da resistência do bloco, da mão de obra e da resistência da argamassa. A máxima carga de compressão que a parede é capaz de resistir depende da seção transversal (espessura e comprimento da parede), da esbeltez (relação altura/espessura) e de eventuais excentricidades de carregamento.

O melhor ensaio para determinar a resistência à compressão da parede é aquele realizado em escala real, com a parede inteira. Em contrapartida, a utilização do ensaio de compressão de blocos apenas

como forma de prever a resistência da parede não é seguro, pois existe uma série de fatores inerentes à interação bloco-argamassa que interferem na resistência. Assim o melhor corpo de prova para controle da resistência é o ensaio de prisma.

3.6.3 Prisma

O prisma é um corpo de prova formado pela superposição de dois blocos com argamassa, com a finalidade de representar uma parede feita com os mesmos componentes. A resistência do prisma é menor que a resistência do bloco, assim como a resistência da parede é menor que a resistência do prisma.

Embora o ensaio à compressão do prisma não simule completamente o ensaio à compressão da parede de alvenaria, ele fornece uma avaliação muito mais precisa sobre a resistência à compressão da parede do que o simples ensaio do bloco de concreto isolado. O ensaio do prisma serve como um índice de qualidade da parede.

Existe uma correlação entre a resistência característica à compressão do prisma f_{pk} e do bloco f_{bk} . Diversos autores de trabalhos sobre alvenaria estrutural apresentam uma tabela de correlação entre f_{pk} e f_{bk} , mas solicitam uma confirmação ao fabricante do bloco.

É importante ressaltar que a normalização brasileira antiga prescrevia os resultados dos ensaios de blocos calculados em função da área bruta e os resultados de prismas calculados em função da área líquida. Desta forma, dividi-se a carga de ruptura de prisma por uma área inferior à utilizada em ensaios de blocos, levando à distorção de resultados. Essa particularidade foi corrigida na norma atual, devendo ser adotada sempre a área bruta como referência (PARSEKIAN, 2012).

3.6.4 Relações prisma/bloco

A normalização brasileira não menciona tabelas de relação prisma/bloco. A especificação da resistência à compressão da argamassa e do graute em função da resistência à compressão do bloco e da resistência do prisma, obtida a partir da combinação desses componentes, é uma premissa básica do projeto. A caracterização de todos os componentes deve ser sempre executada antes do início da construção ou pelo menos pelo fabricante dos blocos a cada seis meses. Na tabela 4 são indicadas algumas relações prisma/bloco (f_{pk}/f_{bk}) baseadas na experiência de projetistas e alguns resultados de ensaio,

levando em conta a resistência do bloco, argamassa e eventual graute. Deve-se destacar que esta tabela é apenas indicativa, devendo cada situação ser avaliada por ensaios ou no histórico daquele determinado produto.

Tabela 4 - Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.

MPa, área bruta						
f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}	f_{pk^*}/f_{pk}	f_{pk^*}
3,0	4,0	15,0	0,8	2,40	2,00	4,80
4,0	4,0	15,0	0,8	3,20	2,00	6,40
6,0	6,0	15,0	0,8	4,80	1,75	8,40
8,0	6,0	20,0	0,8	6,40	1,75	11,20
10,0	8,0	20,0	0,8	7,50	1,75	13,13
12,0	8,0	25,0	0,8	9,00	1,60	14,40
14,0	12,0	25,0	0,7	9,80	1,60	15,68
16,0	12,0	30,0	0,7	11,20	1,60	17,92
18,0	14,0	30,0	0,7	12,60	1,60	20,16
20,0	14,0	30,0	0,7	14,00	1,60	22,40

Em que:

f_a = resistência média à compressão da argamassa;

f_{bk} = resistência característica à compressão do bloco;

f_{gk} = resistência característica à compressão do graute;

f_{pk} = resistência característica à compressão do prisma oco;

f_{pk^*} = resistência característica à compressão do prisma cheio;

Blocos de 14 cm de espessura.

Fonte: Adaptado de Parsekian (Org.) (2012)

4. SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

Na definição de critérios para dimensionamento de uma estrutura o fator mais importante é a segurança. Uma vez que as variáveis envolvidas no dimensionamento, como cargas, propriedades dos materiais, geometria, erros de execução, são variáveis aleatórias, não é possível garantir que uma estrutura seja 100% segura.

O conceito de segurança de uma estrutura pode ser entendido como a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, continuando a satisfazer as condições funcionais a que se destinava por ocasião de sua construção. Este conceito de segurança é qualitativo. Para que seja quantificada a segurança estrutural, utilizam-se processos analíticos, numéricos e experimentais, que determinam os esforços, as deformações e os deslocamentos das estruturas, permitindo a comparação destes valores aos critérios de resistência dos materiais estruturais (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

No método dos Estados Limites limita-se a probabilidade de colapso da estrutura a níveis que são aceitos como razoáveis. Fatores de majoração de cargas e de minoração de resistência foram introduzidos, com valores baseados em dados estatísticos relativos a cada uma das variáveis aleatórias envolvidas, de modo a criar um método intermediário entre o tradicional Método das Tensões Admissíveis, e métodos mais complexos, baseados puramente em distribuições de probabilidades.

Atualmente, um aperfeiçoamento verificado para o método dos Estados Limites consiste em se considerar que os parâmetros geométricos, mecânicos e de solicitação das estruturas não são determinísticos, sendo representados por variáveis aleatórias contínuas. A inclusão de conceitos probabilísticos permite considerar incertezas relativas ao carregamento, à resistência dos materiais e à representatividade do modelo empregado (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos do Método dos Estados Limites, um método semi-probabilístico, como alguns autores o denominam, usado na norma atual de alvenaria estrutural de blocos de concreto, NBR 15961-1 (2011), e o Método das Tensões Admissíveis, usado na antiga norma, NBR 10837 (1989).

4.1 Método das Tensões Admissíveis

A NBR 10837(1989) verifica a segurança estrutural pela aplicação do Método das Tensões Admissíveis que considera o comportamento estrutural determinístico. Isto significa que para um mesmo elemento estrutural, sob as mesmas condições de vinculação, a repetição de uma solicitação ao longo do tempo produziria as mesmas respostas estruturais, ou seja, as mesmas deformações, tensões, esforços e deslocamentos.(CORRÊA; RAMALHO, 2003)

A condição a ser satisfeita para que uma estrutura apresente segurança em relação a um tipo de solicitação é:

$$S \leq R/\gamma_i = R^* , \quad \text{com } \gamma_i > 1,$$

onde:

S	é a máxima tensão atuante;
R^*	é a tensão admissível do material;
R	é a tensão de ruptura ou escoamento do material;
γ_i	é o coeficiente de segurança interno.

O Método das Tensões Admissíveis estabelece uma distância entre as tensões de serviço e as tensões de ruptura. Esta característica deste modelo de segurança é limitante quando a estrutura deixa de apresentar um comportamento linear. A maioria das estruturas apresenta comportamento linear para uma faixa de carregamento, mas ao aproximar-se da ruptura perde a linearidade. Nestes casos, o coeficiente interno γ_i passa a não mais ser representativo da segurança da estrutura.

A NBR 10837 (1989) foi baseada na norma americana ACI 530 (1983) que também adota o método das tensões admissíveis para a introdução da segurança estrutural.

4.2 Método dos Estados Limites

A NBR 15961-1 (2011) adota outro modelo de verificação da segurança estrutural, o Método dos Estados Limites. Quando uma estrutura deixa de preencher qualquer uma das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um estado limite.

De modo geral, o comportamento de uma estrutura sob ação das cargas funcionais e ambientais é considerado satisfatório, quando:

- no estado limite último ou de ruína, o sistema oferece uma segurança satisfatória contra a ruptura;

- b) no estado limite de serviço, os deslocamentos, as fissuras e as vibrações são compatíveis com as exigências funcionais ou de durabilidade da obra.

O estado limite último pode ser ocasionado por diversos fatores: perda de estabilidade do equilíbrio, ruptura, colapso, deterioração por fadiga ou excesso de deformação plástica que inviabilize a sua utilização como estrutura.

Pelo princípio dos fatores parciais de segurança aplicam-se fatores parciais de majoração para as diferentes cargas características e comparam-se as tensões majoradas com as resistências características minoradas por fatores de minoração.

O dimensionamento é feito no estado limite último comprovando-se que as tensões devidas aos diferentes tipos de carga, devidamente majoradas, não ultrapassam as tensões resistentes minoradas. A condição de segurança a ser satisfeita é:

$$S_d \leq R_d$$

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

$$S_d = S(\gamma_f \cdot F_k)$$

onde:

S_d é a solitação de cálculo;

R_d é a resistência de cálculo;

R_k e F_k são os valores característicos de resistência e ação;

γ_m e γ_f são os coeficiente de ponderação.

Geralmente os valores característicos são escolhidos de modo que 95% das resistências verificadas na estrutura excedam R_k e 95% das ações aplicadas sejam menores que F_k .

A NBR15961-1 (2011) foi baseada no código europeu Eurocode 6 (2010) *Design of Masonry Structures* que foi baseado na norma inglesa BS 5628-1 (2005), todas adotam os estados limites.

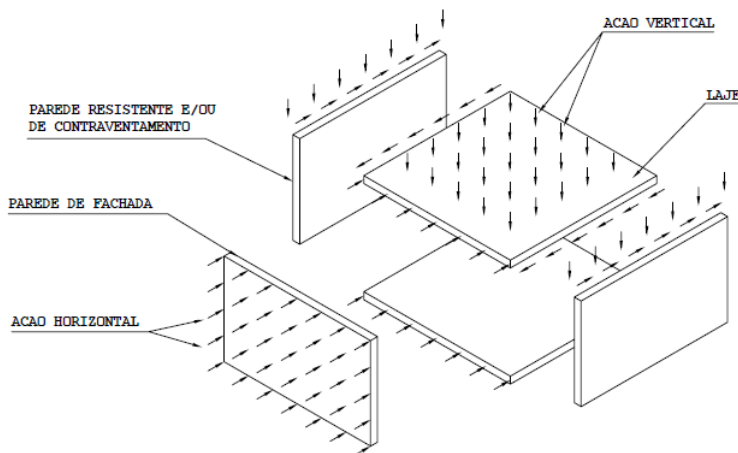
5. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural compreende o levantamento de todas as ações que deverão atuar na estrutura ao longo de sua vida útil, na avaliação do comportamento da estrutura e no processo de cálculo propriamente dito, com objetivo de quantificar os esforços solicitantes e deslocamentos que ocorrem na estrutura. Para tal, é de fundamental importância:

- a) A correta determinação das ações que atuam na estrutura;
- b) A correta discretização estrutural, de modo que o modelo matemático apresente um comportamento próximo ao da estrutura real;
- c) Uma adequada consideração das não-linearidades físicas e geométricas do sistema estrutural.

Em edifícios de alvenaria estrutural, as paredes resistentes trabalham de forma combinada com as lajes formando um sistema estrutural tipo caixa (ver figura 3), sujeito às ações verticais (carga permanente e acidental) e horizontais (força do vento).

Figura 3 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa.



Fonte: Camacho (2006)

5.1 Ações

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da

estrutura, levando-se em conta todos os possíveis estados limites últimos e os estados limites de serviço.

As ações a serem consideradas classificam-se em ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais. Na norma atual aplicam-se as definições e prescrições da NBR 8681 (2003) – Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento.

As ações são quantificadas pelos seus valores representativos que podem ser:

- a) Valores característicos;
- b) Valores convencionais excepcionais;
- c) Valores reduzidos de ações variáveis, em função de combinação de ações. Visto que é muito baixa a probabilidade que duas ou mais ações variáveis ocorram simultaneamente.

Os valores de cálculo F_d são obtidos através dos valores representativos multiplicados por coeficientes de ponderação que para combinações normais de ações em edifícios residenciais valem 1,4 e 0,9 quando seu efeito é desfavorável e favorável, respectivamente. Devem ser consideradas todas as combinações necessárias para que se obtenha o maior valor de F_d , alternando-se as ações variáveis que são consideradas como principal e secundária.

5.1.1 Ação vertical

As ações verticais podem atuar diretamente sobre as paredes resistentes, ou então sobre as lajes, que trabalhando como placas, as transmitem às paredes resistentes, que por sua vez irão transmiti-las diretamente às fundações(CAMACHO, 2006).

As cargas a serem consideradas em uma edificação dependem do tipo e da utilização desse edifício. Para os edifícios residenciais em alvenaria estrutural as principais cargas a serem consideradas nas paredes são as ações das lajes e o peso próprio das paredes (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Os valores mínimos a serem adotados para os carregamentos podem ser obtidos consultando-se a NBR 6120 (1980) - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.

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

- a) peso próprio;
- b) contrapiso;

- c) revestimento ou piso;
- d) paredes não-estruturais.

Já as cargas variáveis são cobertas pela sobrecarga de utilização, que para os edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,0 kN/m². As lajes descarregam todas essas cargas sobre as paredes estruturais que lhe servem de apoio.

Para apurar o peso próprio das paredes, temos que utilizar a expressão:

$$p = \gamma \cdot e \cdot h$$

onde:

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

γ é o peso específico da alvenaria;

e é a espessura da parede;

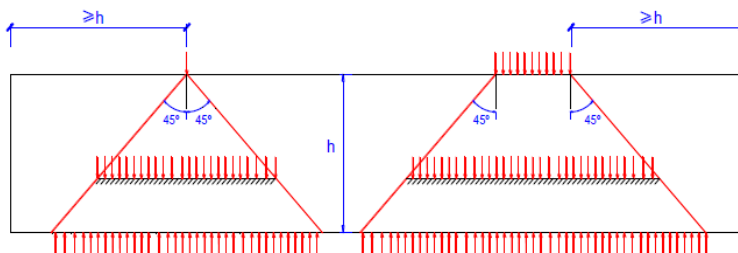
h é a altura da parede.

5.1.1.1 Dispersão de ações verticais

Numa parede de alvenaria, com amarração direta no plano da parede, quando se coloca um carregamento localizado sobre apenas uma parte de seu comprimento, tende a haver uma dispersão dessa carga ao longo de sua altura. A NBR 15961-1 (2011) prescreve que essa dispersão deve-se dar segundo uma inclinação de 45°, conforme figura 4.

Se essa dispersão pode ser observada no plano da parede com amarração direta, é de se supor que também possa ocorrer entre paredes com amarração direta.

Figura 4 - Dispersão de ações verticais



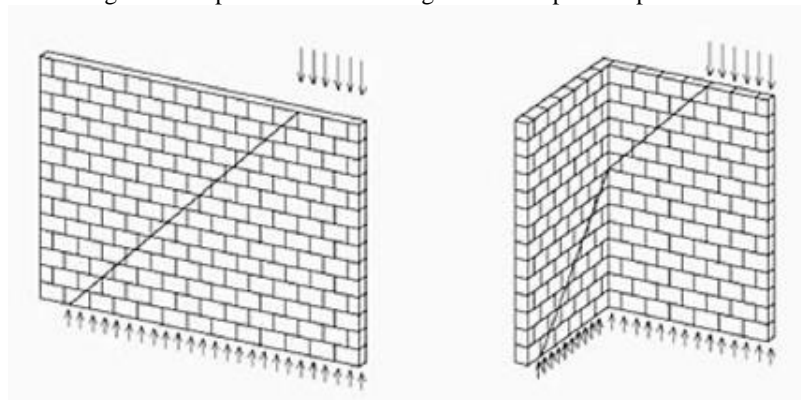
Fonte: NBR 15961:2011

5.1.1.2 *Interação de paredes para carregamento vertical*

Segundo Corrêa (2012), para carregamentos verticais diferenciados, ou seja, diferenças de tensões entre paredes com amarração direta, uma parede mais carregada carrega a outra, existindo um alívio que é benéfico para que está mais carregada e não prejudica a menos carregada, ver figura 5. Essa interação que ocorre pela transferência de forças nessa interface comum é causada pela tendência de um deslocamento relativo, uma se apoiando na outra, existindo a transmissão de força cortante, ver figura 6. Também ocorre para as ações horizontais quando se considera a contribuição dos flanges, como será visto no item 5.1.2.3. Portanto, a tensão na interface pode ser causada por um carregamento vertical ou uma ação horizontal.

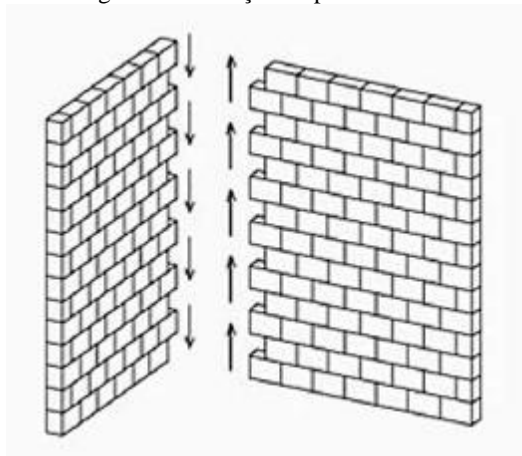
Para sistematizar esse fenômeno é preciso comprovação experimental, determinação de regras de espalhamento das tensões, estabelecimento de um modelo de cálculo simples para que possa ser aplicado na prática e determinação da resistência da interface vertical (CORRÊA, 2012).

Figura 5 - Espalhamento do carregamento em paredes planas e em "L".



Fonte: Corrêa (2012)

Figura 6 - Interação de paredes em um canto.



Fonte: Corrêa (2012)

5.1.1.3 *Distribuição e uniformização das cargas*

Normalmente, as cargas verticais que atuam sobre as paredes, num determinado nível da edificação, apresentam valores que podem ser muito diferentes.

Mesmo assim, não é recomendável que, para um determinado pavimento, sejam utilizadas resistências diferentes para os blocos. Isso porque os blocos normalmente não possuem nenhuma indicação explícita dessa resistência, podendo ser facilmente confundidos.

Desse modo, a parede mais carregada acaba definindo a resistência dos blocos a serem utilizados em todas as paredes do pavimento. Podem ser previstos pontos grauteados, o que aumenta a resistência da parede mantendo-se a resistência do bloco. Entretanto, o grauteamento não é uma solução para ser utilizada de modo extensivo, devido ao custo e às dificuldades de execução.

Portanto, pode-se concluir que quanto maior a uniformização das cargas verticais ao longo da altura da edificação, maiores os benefícios para a economia, pois haverá uma tendência a uma redução das resistências dos blocos a serem especificados, sem comprometer a segurança da estrutura. (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

5.1.1.4 Modelos de distribuição das ações verticais

PAREDES ISOLADAS

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

Além de simples é também muito seguro para as paredes, pois na ausência da uniformização das cargas as resistências prescritas para os blocos resultarão sempre mais elevadas que se a uniformização fosse considerada. Obviamente a economia é penalizada.

Isso também pode causar uma estimativa errada das ações sobre estruturas de apoio, como pavimentos de pilotis e fundações em concreto armado. Segundo Parsekian (2012), esse modelo é adequado para casos onde não há amarração entre paredes.

GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES

Normalmente se considera paredes com amarração direta como grupos de paredes. Neste procedimento consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado. A separação dos grupos se faz pelas aberturas naturais da edificação, portas e janelas. Dessa forma, cada grupo definido trabalhará isolado dos demais. O espalhamento ocorre a 45° segundo a norma atual.

É um procedimento simples de ser implementado, bastando que todas as cargas a serem aplicadas em qualquer parede de um determinado grupo sejam somadas e posteriormente distribuídas pelo comprimento total dessas paredes do grupo. Encontrada a carga para o grupo correspondente a um pavimento, basta multiplicar pelo número de pavimentos que se encontram acima do nível que se pretende verificar.

Considera-se que produza reações adequadas para as estruturas de apoio, o que é um detalhe bastante importante a ser considerado. Quanto à economia, sempre se admitindo uma escolha tecnicamente correta dos grupos a serem considerados, é um procedimento bastante racional e que normalmente resulta em especificações adequadas de blocos.

Parsekian (2012), destaca que nos últimos pavimentos pode não haver altura suficiente para a total uniformização da carga dentro da subestrutura. O projetista deve analisar o problema a cada caso, podendo introduzir fatores de uniformização parcial nesses andares.

Segundo Corrêa e Page (2001), a distância vertical necessária para a uniformização das tensões é semelhante ao diâmetro do círculo que circunscribe o grupo de paredes.

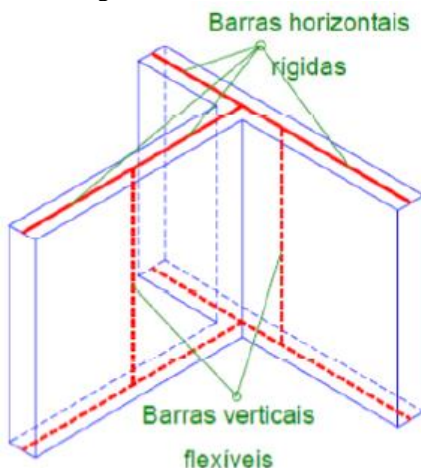
Para Parsekian e Franco (2002), um modelo mais preciso é considerar em cada encontro de parede a distribuição a 45°. Apesar de não ser tão simples como o anterior, tal procedimento pode ser sistematizado com o auxílio de programas de computador.

PÓRTICO TRIDIMENSIONAL

Em resumo, um trecho de parede sem abertura situado entre pavimentos consecutivos é discretizado por elementos barra tridimensional, diferenciados por barras

verticais flexíveis e barras horizontais rígidas, ver Figura 7.

Figura 7–Modelo de Barras



Fonte: Corrêa (2012)

A barra vertical possui as características da seção retangular da parede e suas extremidades são ligadas continuamente a barras rígidas horizontais. Os nós inicial e final dessa barra são associados aos nós mestres dos respectivos pavimentos.

As barras rígidas horizontais são dispostas ao nível dos pavimentos e têm por objetivo simular o efeito do comprimento das paredes (excentricidades) e a interação que se desenvolve entre elas.

Existe também a possibilidade de inclusão de lintéis no modelo. Os lintéis estão situados nos trechos de parede entre as aberturas de portas e janelas, e podem aumentar significativamente a rigidez do edifício quando solicitado pelas ações horizontais.

A discretização para um conjunto de paredes que se interceptam apresentada anteriormente, é baseada no modelo proposto por Yagui em 1978 para a discretização dos núcleos estruturais.

MODELO TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS FINITOS

Trata-se de modelar a estrutura discretizada com elementos de membrana ou chapa, colocando-se os carregamentos ao nível de cada pavimento. Dessa forma a uniformização dar-se-á através da compatibilização dos deslocamentos ao nível de cada nó.

É um procedimento muito interessante que, entretanto, apresenta alguns inconvenientes: dificuldades na montagem dos dados e na interpretação dos resultados, além da definição de elementos que possam representar o material alvenaria.

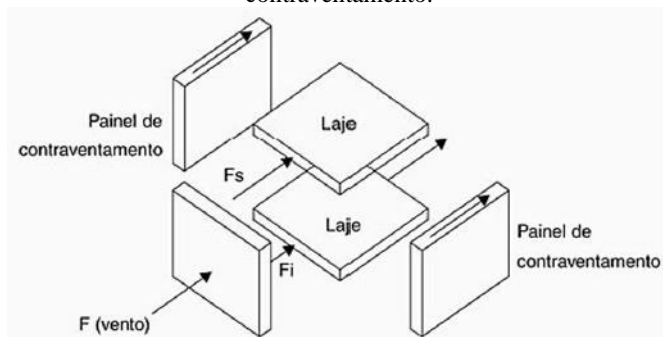
Em todos os modelos apresentados é importante verificar se a interface vertical é capaz de resistir ao esforço de cisalhamento. A NBR 15961-1 (2011) recomenda a resistência ao cisalhamento em interfaces de paredes com amarração direta limitada ao valor característico de 0,35 MPa.

5.1.2 Ação horizontal

A análise da resistência a ações horizontais é fundamental, principalmente em edifícios altos. As ações horizontais provocam esforços de flexão e cisalhamento nas paredes, que podem gerar tensões de tração na alvenaria, o que deve ser evitado em alvenaria não armada.

Segundo Camacho (2006), as ações horizontais, agindo ao longo de uma parede de fachada, são transmitidas às lajes, que trabalhando como diafragmas rígidos, as transmitem às paredes paralelas à direção dessas ações, como ilustrado na figura 8. Essas paredes, denominadas paredes de contraventamento, irão transmitir as ações horizontais às fundações.

Figura 8 - Atuação do vento e distribuição para as paredes de contraventamento.

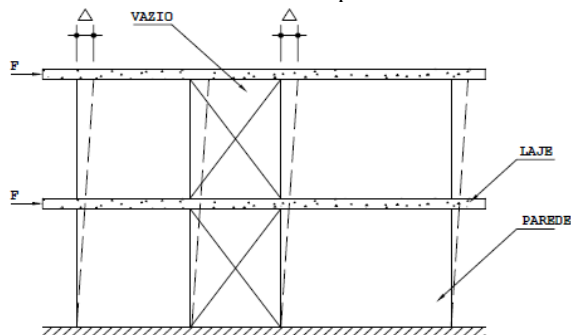


Fonte: Corrêa (2012)

Como geralmente a laje, trabalhando como chapa, possui uma rigidez muito grande no seu plano, as ações horizontais podem ser distribuídas entre as paredes de contraventamento proporcionalmente à rigidez de cada parede, uma vez que estarão todas sujeitas a um mesmo deslocamento horizontal, conforme figura 9.

Nesse caso, deve-se tomar muito cuidado para que essa suposição seja respeitada quando da definição do processo construtivo da edificação. Lajes pré-moldadas devem ser utilizadas com restrições, em especial para edifícios acima de cinco ou seis pavimentos, quando as ações horizontais tornam-se mais significativas. Mas, mesmo abaixo desse limite, seria interessante se utilizar lajes pré-moldadas com capa de concreto moldado in loco, onde armaduras podem ser adicionadas em duas direções ortogonais. Somente deste modo se pode admitir que haverá um razoável travamento dos painéis que fazem parte da estrutura de contraventamento.

Figura 9 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento



Fonte: Camacho (2006)

A suposição anterior é válida para estruturas simétricas, quando a resultante das ações horizontais coincidir com o centro de torção. As estruturas não simétricas podem estar sujeitas a um esforço de torção que deve ser considerado na distribuição das cargas horizontais.

Nos edifícios de alvenaria, as ações horizontais usualmente consideradas são as forças devidas ao vento e ao desaprumo. Para edificações construídas em áreas sujeitas a abalos sísmicos, seus efeitos devem ser considerados.

5.1.2.1 Vento

Para consideração da ação do vento, deve-se utilizar a NBR 6123 (1988) - Forças Devidas ao Vento em Edificações. Conforme as recomendações desta Norma, calculam-se as pressões do vento atuantes nas faces da edificação. Estas pressões, variáveis com a altura, multiplicadas pela área de obstrução de cada pavimento, transformam-se em forças estáticas ao nível de cada pavimento, que posteriormente serão distribuídas pelos painéis de contraventamento.

A NBR 6123 (1988), no item 6.6, exige para o caso de edificações paralelepípedicas, que o projeto deva levar em conta as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, de acordo com as suas especificações; as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo com as respectivas excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico.

Abaixo é descrito sucintamente o cálculo realizado para considerar o efeito do vento na estrutura, segundo a norma citada.

A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a , é obtida por:

$$F_a = C_a \times q \times A_e$$

onde C_a é o coeficiente de arrasto, q é a pressão dinâmica do vento e A_e é a área frontal efetiva (relativa à projeção da fachada).

O coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência é encontrado através da figura 4 da NBR 6123.

A pressão dinâmica do vento q é dada pela fórmula:

$$q = 0,613 \times V_k^2$$

onde V_k é a velocidade característica do vento, dada por:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

sendo que:

A velocidade básica do vento, V_0 (obtida através do mapa das isopletas de velocidade básica no Brasil – Figura 1 da NBR 6123), é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

S_1 é um fator topográfico que considera as variações do relevo do terreno determinado através do item 5.2 da NBR 6123.

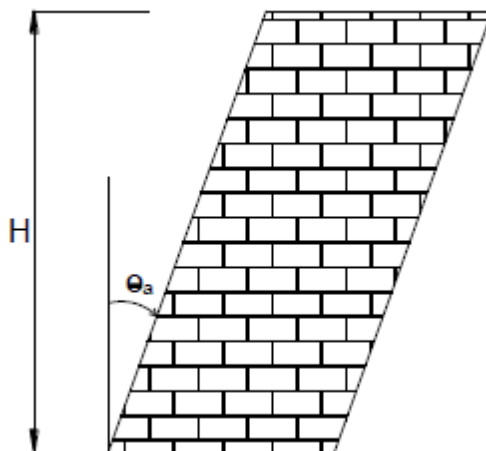
O fator S_2 (item 5.3 da NBR 6123) considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

E por último, o fator estatístico S_3 (item 5.4 da NBR 6123) é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

5.1.2.2 Imperfeições geométricas globais

Segundo a NBR 15961-1 (2011), para edifícios de andares múltiplos, deve ser considerado um desaprumo global, através do ângulo de desaprumo θ_a , em radianos, conforme apresentado na figura 10.

Figura 10 - Imperfeições geométricas globais.



Fonte: NBR 15961-1 (2011)

onde:

$$\theta a = 1/100\sqrt{H} \leq 1/40H$$

e H é a altura total da edificação em metros.

Essa consideração foi retirada da norma alemã DIN 1053 (1974) - Alvenaria: Cálculo e Execução.

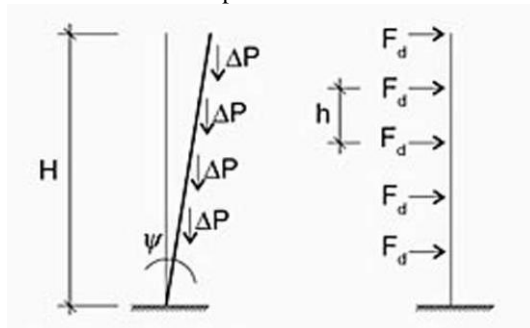
Segundo Corrêa (2012), este procedimento é racional pois o ângulo de desaprumo decresce em relação à altura da edificação. Isso é o que se espera no caso de uma edificação, pois a probabilidade de erros de prumo dos pavimentos sempre para o mesmo lado é relativamente pequena.

Através do ângulo θa pode-se determinar uma ação horizontal equivalente F , a ser aplicada ao nível de cada pavimento (ver figura 11), como demonstrado em Parsekian (2012):

Um edifício em um determinado pavimento, a uma altura h , tem o peso total igual a P . Considerando o ângulo de desaprumo θa , em radianos, na altura h , a excentricidade da carga P é igual a $h \times \text{sen } \varphi$, ou aproximadamente apenas $h \times \varphi$, considerando que o ângulo é pequeno. O momento causado pela carga P , na base do prédio, é igual a $M_p = P \times e = P \times h \times \varphi$. Calculando uma força horizontal F , ao nível do pavimento, na altura h , que produza o mesmo momento na base, temos: $M_f = F \times h$. Igualando $M_p = M_f$, obtemos o valor da força horizontal F : $P \times h \times \varphi = F \times h \rightarrow F = P \times \varphi$.

Essas forças horizontais devido ao desaprumo são ações permanentes indiretas e devem ser somadas as ações do vento ao nível de cada pavimento.

Figura 11 - Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo.



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

5.1.2.1 *Distribuição das Ações Horizontais*

Para a distribuição das ações horizontais entre as paredes de contraventamento, usualmente, se aplica um modelo proposto pelo Manual de Alvenaria (ABCI, 1990).

A distribuição das ações horizontais entre as paredes de contraventamento é feita proporcionalmente às suas respectivas rigidezes, tendo em vista a validade da hipótese de rigidez infinita das lajes trabalhando como chapa. As lajes impõem deslocamentos iguais para os painéis. Nesse modelo é considerado uma associação plana de painéis. Os painéis são isolados, não são considerados os lintéis. As paredes são separadas pelas aberturas de portas ou janelas.

Nas estruturas simétricas, as forças horizontais de vento e desaprumo são distribuídas proporcionalmente às rigidezes dos elementos portantes, ou seja, cada painel recebe um quinhão de carga proporcional a sua rigidez relativa em relação a todos os painéis da mesma direção.

A determinação da rigidez das paredes é obtida por dois modelos:

- Paredes engastadas em ambas as extremidades: representam as paredes situadas nos andares mais baixos dos edifícios
- Paredes em balanço: representam as paredes superiores dos edifícios, as paredes de construções térreas ou sobrados.

O modelo mais usual, é o de paredes em balanço, aplicado em todos pavimentos do edifício. Cada painel i , é considerado engastado na base e livre no topo. Aplicando-se uma força horizontal unitária no topo, tem-se um deslocamento Δ_i , dado por:

$$\Delta_i = \frac{H^3}{3EI} + \frac{cH}{GA} = \Delta_f + \Delta_c$$

onde:

I é o momento de inércia da parede;

H é a altura da parede;

E é o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;

G é o módulo de elasticidade transversal da alvenaria;

C é o fator corretivo de cisalhamento (1,2 para seções

retangulares);

A é a área da seção transversal da parede;

Δ_f é a parcela do deslocamento devido à flexão;

Δ_c é a parcela do deslocamento devido aos esforços cortantes.

Nas paredes altas predomina a parcela de deslocamento devido à flexão, enquanto nas paredes baixas predomina a parcela devida ao esforço cortante. No caso de paredes altas e de mesmo material, a distribuição pode ser feita diretamente proporcional às inércias das paredes, ou seja a rigidez é simplesmente o momento de inércia da parede.

A rigidez R_i é o inverso do deslocamento Δ_i , dada por:

$$R_i = \frac{1}{\Delta_i}$$

Nesse modelo, a força horizontal em cada parede de contraventamento é proporcional à rigidez destas:

$$F_{x_i} = F_{a_x} \frac{R_{y_i}}{\sum R_{y_i}} ; F_{y_i} = F_{a_y} \frac{R_{x_i}}{\sum R_{x_i}}$$

Nesses casos, o deslocamento global da estrutura consiste somente na translação do diafragma, não havendo torção.

Havendo um momento de torção em planta, cada parede estará ainda sujeita a uma parcela de força adicional igual a:

$$F_{x_i} = F_x \cdot e \cdot \frac{I_{y_i} \cdot y_i}{\sum (I_{y_i} \cdot y_i^2 + I_{x_i} \cdot x_i^2)}$$

$$F_{y_i} = F_y \cdot e \cdot \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{\sum (I_{y_i} \cdot y_i^2 + I_{x_i} \cdot x_i^2)}$$

com x_i e y_i iguais à distância do CG da parede ao centro de torção do edifício.

Encontradas as ações ao nível de cada pavimento, resta determinar os diagramas de esforços solicitantes, em especial o momento fletor. Então, a tensão normal devida a esse momento pode ser encontrada utilizando-se a expressão tradicional da resistência dos materiais:

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

onde:

M é o momento fletor atuante na parede

W é o módulo de resistência à flexão: $W = I/y$

Uma vez definidas as paredes de contraventamento e conhecida a resultante das ações horizontais, resta determinar qual o quinhão de carga que corresponde a cada parede. Conhecido esse valor, pode-se obter os deslocamentos, tensões máximas, esforços de corte e verificar a existência de tensões de tração.

5.1.2.2 *Efeitos de torção nos edifícios*

Segundo Blessmann (1989 *apud* Neto e Corrêa, 2002), os efeitos de torção nas edificações podem ser associados a várias causas, podendo-se citar: desigualdistribuição das pressões do vento; assimetria do sistema estrutural de contraventamento; turbulência do vento incidente; incidência oblíqua do vento.

Ensaio em túneis de vento mostraram que, mesmo em edifícios prismáticos de planta retangular ou quadrada e com eixo de torção coincidindo com o eixo geométrico da estrutura, aparecem esforços de torção consideráveis. Esse efeito corresponde a algumas incidências oblíquas do vento. Ainda segundo o autor, mesmo no caso de incidência perpendicular pode-se verificar a ocorrência da torção, originada pela turbulência do vento que causa uma distribuição assimétrica das pressões num determinado instante. Da mesma forma, as condições de vizinhança podem alterar significativamente os valores dos coeficientes aerodinâmicos dos edifícios e, conseqüentemente, as ações devidas ao vento.

Com a finalidade de se considerarem os efeitos que causam torção da edificação, a NBR-6123 (1988) sugere a consideração de excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico, para a força devida ao vento que incide perpendicularmente às fachadas dessas edificações, como ilustrado na figura 12.

- edificações sem efeitos de vizinhança:

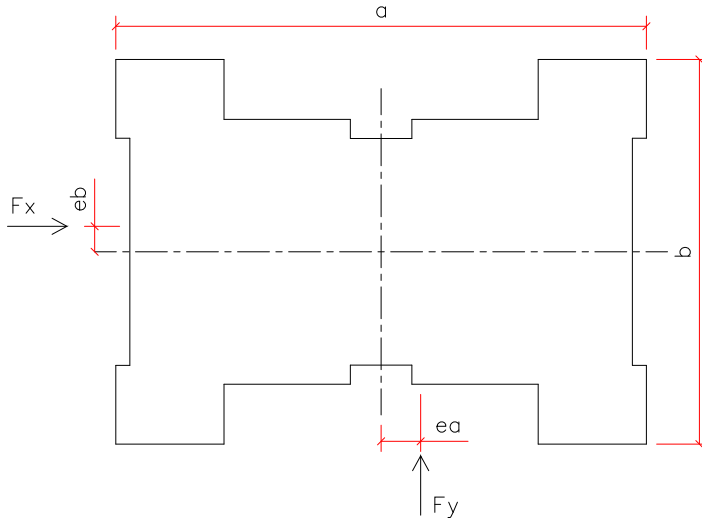
$$e_a = 0,075 a \text{ e } e_b = 0,075 b$$

- edificações com efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,15 a \text{ e } e_b = 0,15 b,$$

sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor, b .

Figura 12 - Exemplo de aplicação das excentricidades das forças devidas ao vento



Fonte: Autor

5.1.2.3 Consideração de flanges em painéis de contraventamento

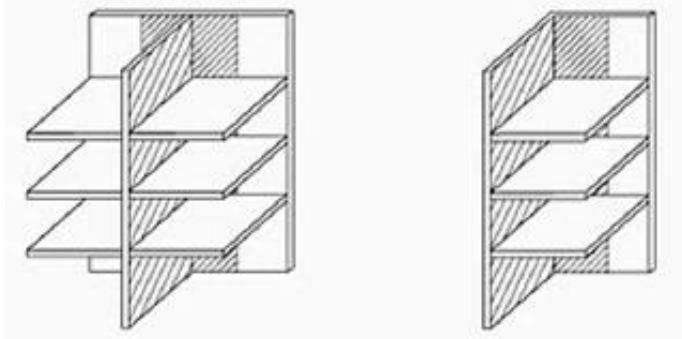
Como em certas estruturas de alvenaria de blocos vazados de concreto o efeito das ações horizontais é preponderante, muitas vezes a simples escolha de paredes lineares para resistência a forças horizontais não é suficiente, induzindo o aparecimento de tensões exageradas de compressão e/ou tensões de tração. Neste caso, é importante considerar também, os flanges das paredes.

As abas ou flanges, são trechos de paredes transversais ligados ao painel. Esses trechos podem ser considerados como solidários aos painéis, conforme figura 13. Com isto, a rigidez do conjunto parede/aba aumenta bastante, especialmente o momento de inércia relativo à flexão, e as tensões de compressão/tração tendem a ser de intensidade bem menor.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011), as abas devem ser utilizadas tanto para cálculo da rigidez do painel de contraventamento quanto para o cálculo das tensões normais devidas à flexão, provenientes das ações horizontais, não sendo permitida a sua contribuição na absorção dos esforços cortantes durante o dimensionamento. O comprimento efetivo de flange em painéis de

contraventamento deve obedecer ao limite $b_f \leq 6t$, onde t é a espessura da parede.

Figura 13 - Consideração de abas em painéis de contraventamento.



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

5.1.2.4 Associação de painéis de contraventamento

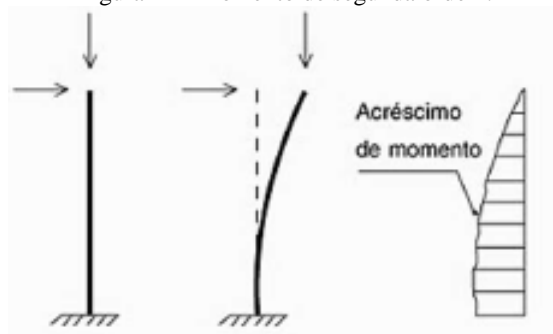
De acordo com a NBR 15961-1 (2011), na associação de painéis de contraventamento, isto é, quando é considerado o aporticamento da estrutura, é obrigatória a verificação dos esforços internos ou das tensões resultantes nos elementos de ligação, como os trechos sob e sobre as aberturas, chamados de lintéis.

5.2 Estabilidade global

Definido o sistema estrutural, torna-se necessária uma análise da estabilidade global do edifício, para verificar se os elementos de contraventamento foram concebidos adequadamente.

No caso de estruturas esbeltas, que apresentam deslocamentos horizontais significativos, chamadas de estruturas deslocáveis, surge um efeito multiplicador dos esforços que é o resultado da combinação das ações atuantes com os deslocamentos ocorridos na estrutura. A esses esforços adicionais dá-se o nome de esforços de segunda ordem (figura 14), e quando significativos não podem ser desprezados no cálculo das solicitações.

Figura 14 - Momento de segunda ordem.



Fonte: Corrêa (2012)

Quando esses efeitos são pequenos é possível que sejam desprezados e a estrutura poderá ser calculada com base em procedimentos que considerem somente os esforços de primeira ordem, sem os efeitos secundários da combinação ação/deslocamento, e a estrutura é dita de indeslocável.

Por analogia às estruturas de concreto armado, consideram-se desprezíveis os efeitos de segunda ordem que sejam inferiores a 10% dos valores de primeira ordem. Para a avaliação desse limite, pode-se lançar mão dos chamados parâmetros de estabilidade, que estimam deforma simplificada a rigidez da estrutura quanto às ações horizontais.

Um desses parâmetros, idealizado por Beck & König em 1966, é conhecido por parâmetro α e foi adotado pelo CEB-FIP Manual of Buckling and Instability em 1978.

Outro parâmetro interessante é o γ_z , idealizado por Franco & Vasconcelos em 1991 e que está hoje incorporado à NBR 6118 (2003). Este parâmetro apresenta a vantagem adicional de que o seu valor fornece uma estimativa do acréscimo de esforços devidos à consideração de segunda ordem, sendo por causa disso considerado mais adequado que o parâmetro α anteriormente citado.

5.3 Dano acidental e colapso progressivo

Basicamente as normas atuais tratam o assunto de modo a reduzir a probabilidade da ocorrência de danos acidentais em elementos da estrutura, bem como evitar o colapso progressivo no caso da ocorrência de dano acidental.

São recomendados três tipos de cuidados, que muitas vezes poderão ser superpostos:

- a) Proteção contra a atuação das ações excepcionais, devidas a explosões e impactos, por meio de estruturas auxiliares.
- b) Reforço com armaduras construtivas que possam aumentar a ductilidade.
- c) Consideração da possibilidade de ruptura de um elemento, computando-se o efeito dessa ocorrência nos elementos estruturais da vizinhança.

As armaduras das lajes são interrompidas sobre os apoios, no caso as paredes estruturais. Na eventualidade de uma dessas paredes ser destruída, as lajes que nela se apoiam perdem as condições mínimas de continuarem suportando o seu carregamento, provocando, então, a progressão de um colapso que poderia ser apenas localizado (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

Portanto, é recomendável que para um edifício de alvenaria, as armaduras das lajes sejam detalhadas com transpasses sobre todas as paredes. Outra recomendação é armar as cintas de respaldo com efetiva ligação com a laje, de modo que funcione como uma viga caso a parede seja removida

As paredes onde há maior probabilidade de ocorrer dano acidental são paredes próximas a botijão de gás e paredes em áreas de estacionamento e acesso de veículos.

A norma antiga, NBR 10837 (1989), é omissa quanto a essa questão, mas a NBR 15961-1 (2011) trata do dano acidental e colapso progressivo em seu anexo A que é apenas informativo. A norma inglesa, BS 5628-1 (1992), apresenta uma série de prescrições sobre o assunto.

5.4 Interação entre paredes e estrutura de apoio

O primeiro a discutir a ação conjunta parede-viga sobre apoios discretos foi Wood (1952 *apud* Corrêa, 2012), para edificações em alvenaria ao verificar a possibilidade de redução dos esforços da viga, causada pela concentração de tensões junto aos apoios.

Muitos fatores podem influenciar a distribuição de tensões no sistema parede/viga, como a altura da parede, o vão da viga, a inércia da viga, a espessura da parede e os módulos de elasticidade dos materiais. Essas características podem ser computadas em uma única relação, com a utilização do conceito de rigidez relativa.

Quando a rigidez relativa tem um valor baixo, significa que a viga tem grande rigidez e, conseqüentemente, menor deformação. Com

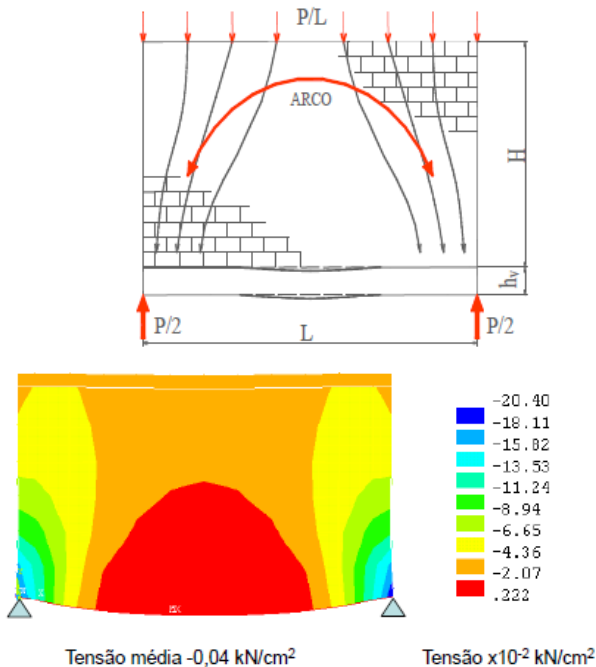
maior rigidez, a viga absorve um maior esforço, aliviando a concentração de tensões na parede e diminuindo o efeito arco. Se a rigidez relativa tem um valor alto, a viga tem pouca rigidez e maior deformação. Ocorre redução do momento fletor da viga, surgimento de tração na viga, concentrações de tensões na parede nas regiões dos apoios, conforme figura 15.

Wood (1952 *apud* Corrêa, 2012), evidenciou nos resultados de ensaios uma redução do momento fletor até uma relação da ordem de $PL/100$, onde L é o vão da viga e P a carga distribuída.

Segundo Smith & Riddington (1978 *apud* Corrêa, 2012), o arco se forma a uma altura igual a 0,7 do comprimento do vão entre apoios.

Pode-se pensar na parede como uma viga parede analisando os esforços pelo modelo de bielas e tirantes, em que as forças de compressão (bielas) vão direto para os apoios e a viga funciona como um tirante.

Figura 15 - Efeito Arco: concentração de tensões nas paredes sobre os apoios.



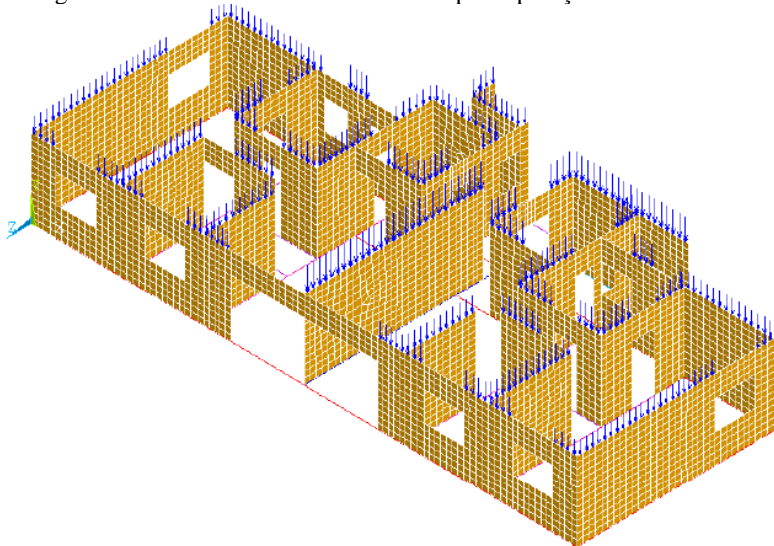
Fonte: Corrêa (2012)

De acordo com a NBR 15961-1 (2011), são proibidas reduções nos valores a serem adotados como carregamento para estruturas de apoio, baseadas na consideração do efeito arco, sem que sejam considerados todos os aspectos envolvidos nesse fenômeno, inclusive a concentração de tensões que se verifica na alvenaria.

Essa recomendação foi colocada na norma pois existem engenheiros de estruturas que simplesmente reduzem o valor do momento fletor e cortante nas vigas de apoio, e reforçam a alvenaria nas extremidades dos apoios sem fazer um modelo de cálculo para apurar o efeito arco (CORRÊA, 2012).

Corrêa (2012) diz que, um modelo adequado para apurar o efeito arco em edifícios de alvenaria é a discretização do primeiro pavimento acima da estrutura de apoio em elementos finitos, conforme o exemplo da figura 16. Como, usualmente, os vãos são pequenos, a altura de um andar é suficiente para o efeito arco se formar.

Figura 16 - Modelo em elementos finitos para apuração do efeito arco.



Fonte: Corrêa (2012)

6. PRINCIPAIS CRITÉRIOS PARA O DIMENSIONAMENTO

Nesta seção serão descritos e comentados, as resistências, os critérios de dimensionamento e verificação dos elementos estruturais submetidos aos esforços de compressão simples, cisalhamento, flexão e flexão composta segundo prescrições da NBR 15961-1 (2011).

6.1 Resistência de Cálculo

Os critérios de resistência da antiga norma, NBR 10837 (1989), eram baseados nas tensões admissíveis. O coeficiente de segurança interno γ_i podia ser considerado igual a 5 para se obter a tensão admissível à compressão para alvenaria não armada quando calculada através da resistência média do prisma.

Já pela norma atual, baseada nos estados limites, a resistência de cálculo é obtida pela resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação das resistências.

Os valores para verificação no Estado Limite Último (ELU) estão indicados na tabela 5, e são adequados para obras executadas de acordo com as especificações da NBR 15961-2 (2011).

Tabela 5 - Valores de γ_m

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

Fonte: NBR 15961-1:2011

Segundo Ramalho (2012), o natural seria adotar um valor de γ_m para alvenaria próximo aos encontrados no *Eurocode 6* (2010) ou na *BS 5628-1* (2005). Mas a premissa adotada pelo comitê de estudo foi não alterar o atual nível de segurança de obras em alvenaria estrutural, uma vez que não há relatos de problemas com esse tipo de obra quando dimensionadas pela NBR 10837 (1989). Portanto, foi decidido adotar um valor de γ_m que levasse a um resultado de dimensionamento a compressão simples a partir de valores característicos f_{pk} equivalentes aos anteriormente obtidos a partir de valores médios f_p .

Na primeira consulta pública da norma foi adotado o valor de γ_m igual a 2,5 pois assim o resultado de f_{pk} seria igual a f_p , mas com isso se

estaria aumentando o nível de segurança o que não se considerou adequado devido aos motivos mencionados acima.

Segundo Parsekian (2012), em ensaios realizados no exterior e no Brasil em geral a resistência característica de uma amostra de prismas é igual a 80% do valor médio dessa amostra, ou seja, f_{pk} é igual a $0,8 f_p$. Considerando o coeficiente de majoração das ações igual a 1,4 e a anterior tensão admissível máxima de prisma igual a 20% da resistência da parede (prescrição da norma antiga), chega-se ao valor de γ_m equivalente, igual a 2,0.

6.2 Critérios de dimensionamento

Para um elemento de alvenaria em estado limite último o esforço solicitante de cálculo, S_d , deverá ser menor ou no máximo igual ao esforço resistente de cálculo R_d .

O dimensionamento deve ser realizado considerando-se a seção homogênea e com sua área bruta, exceto quando especificamente indicado.

No projeto de elementos de alvenaria não-armada submetidos a tensões normais admitem-se as seguintes hipóteses:

- as seções transversais se mantêm planas após deformação;
- as máximas tensões de tração deverão ser menores ou iguais à resistência à tração da alvenaria;
- as máximas tensões de compressão deverão ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria para a compressão simples e a esse valor multiplicado por 1,5 para a compressão na flexão;
- as seções transversais submetidas à flexão e flexo-compressão serão consideradas no Estádio I.

No projeto de elementos de alvenaria armada submetidos a tensões normais admitem-se as seguintes hipóteses:

- as seções transversais se mantêm planas após deformação;
- as armaduras aderentes têm a mesma deformação que a alvenaria em seu entorno;
- a resistência à tração da alvenaria é nula;
- as máximas tensões de compressão deverão ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria.
- a distribuição de tensões de compressão nos elementos de alvenaria submetidos à flexão pode ser representada por um diagrama retangular, com altura igual a $0,8x$;

- Para flexão ou flexo-compressão o máximo encurtamento da alvenaria se limita a 0,35 %;
- o máximo alongamento do aço se limita em 1 %.

6.2.1 Compressão simples

A alvenaria estrutural é um sistema estrutural que resiste bem aos esforços de compressão. Portanto, em edifícios de alvenaria a compressão simples é a resistência mais importante e a solicitação mais importante e comum, ocorrendo em paredes e pilares.

As principais modificações na verificação da resistência à compressão na NBR 15961-1 (2011) em relação a NBR 10837 (1989) são:

- adoção de valores característicos para resistência à compressão de parede f_k e prisma f_{pk} ;
- adoção do ensaio em pequenas paredes para obtenção de valores característicos para resistência à compressão de pequenas parede f_{ppk} ;
- introdução de critério para consideração da diminuição de resistência quando a argamassa é disposta apenas em cordões laterais;
- padronização do ensaio de prisma com adoção da referência na área bruta para esse parâmetro;
- correção das prescrições para consideração do aumento de espessura efetiva quando existem enrijecedores na parede;
- alteração dos limites de esbeltez de alvenarias não armadas;
- introdução de critérios para estimar resistência à compressão na direção horizontal da parede;
- a contribuição de eventuais armaduras existentes será sempre desconsiderada, diferente da antiga norma onde era possível considerar um aumento de resistência de 10% em parede. Em pilares esse aumento variava com a taxa de armadura.

A resistência característica à compressão simples da alvenaria f_k deve ser determinada com base no ensaio de paredes (ABNT NBR 8949) ou ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma f_{pk} ou 85% da de pequena parede f_{ppk} . As resistências características de pequenas paredes ou prismas devem ser determinadas de acordo com as especificações da NBR 15961-2 (2011).

Se as juntas horizontais tiverem argamassamento parcial (apenas sobre as paredes longitudinais dos blocos), e a resistência for

determinada com base no ensaio de prisma ou pequena parede, moldados com a argamassa aplicada em toda a área líquida dos blocos, a resistência característica à compressão simples da alvenaria deve ser corrigida pelo fator 0,80.

A mínima espessura da parede estrutural foi mantida em 14 cm, com flexibilização do critério para edificações de até dois pavimentos, onde se deve respeitar o limite do índice de esbeltez.

O limite do índice de esbeltez λ , definido como a relação entre altura efetiva e espessura efetiva, Foi aumentado para o caso de alvenaria não armada, devendo-se respeitar os seguintes limites:

- $\lambda = h_{ef} / t_{ef} \leq 24$ para alvenaria não armada;
- $\lambda = h_{ef} / t_{ef} \leq 30$ para alvenaria armada.

A espessura efetiva pode ser aumentada com o uso de enrijecedores, mas deve ser utilizada apenas para o cálculo da esbeltez da parede. Para o cálculo da área da seção resistente deve ser utilizada a espessura t da parede.

Em paredes de alvenaria estrutural a resistência de cálculo será obtida através da equação:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R$$

onde:

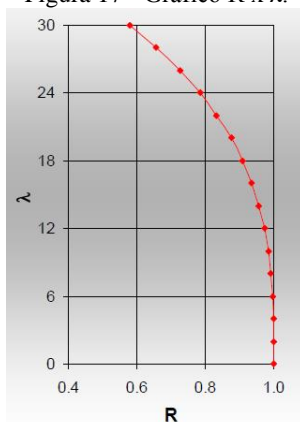
- N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;
- f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- A é a área bruta da seção resistente;
- R é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede,

dado por:

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

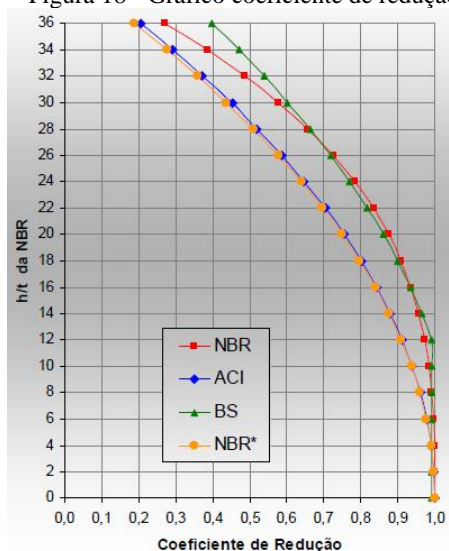
Segundo Ramalho (2012), esse coeficiente que é igual ao da antiga norma está errado. Na norma americana ACI 518 (1983) de onde ele foi retirado, a expressão $(\lambda/40)$ é elevada ao quadrado. Ramalho (2012) diz ainda que a expressão da norma brasileira se correlaciona melhor com resultados empíricos por esse motivo não foi alterada na norma atual.

Na figura 17 é mostrado um gráfico $R \times \lambda$, com λ variando de 0 a 30 que é o limite máximo para paredes e pilares armados.

Figura 17 - Gráfico R x λ .

Fonte: Ramalho (2012)

Ramalho (2012) mostra no gráfico da figura 18 uma comparação de coeficientes de redução devido a excentricidade e esbelteza entre: NBR 15961-1 (2011), ACI 530 (1983) e BS 5628-1 (2005) considerando-se contraventamento em ambas as extremidades, parâmetro h/r do ACI 530 (1983) com seção maciça, excentricidade mínima da BS 5628-1 (2005) e coeficiente da NBR* calculado com a expressão corrigida: $R = 1 - (\lambda / 40)^2$.

Figura 18 - Gráfico coeficiente de redução x h/r 

Fonte: Ramalho (2012)

O gráfico obtido com a expressão da norma atual está muito próximo do diagrama da BS 5628-1 (2005) que foi construído após serem realizados diversos ensaios com paredes esbeltas em algumas universidades da Inglaterra. Demonstrando assim a validação da expressão junto aos resultados empíricos (RAMALHO, 2012).

Em pilares a resistência de cálculo vale:

$$N_{rd} = 0,9 f_d \cdot A \cdot R$$

Ramalho (2012) explica que esse valor 0,9 existe porque o pilar é considerado um elemento linear. A norma atual define o pilar, conforme já dito no item 2.4, como sendo um elemento linear cujo comprimento é menor ou igual a cinco vezes a espessura. O comportamento estrutural do pilar e da parede, que é um elemento laminar, são diferentes. Existem problemas de instabilidade que afetam mais o pilar do que a parede.

Em resumo, a resistência à compressão é verificada por:

$$\frac{\gamma_f \cdot N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilar} \end{array} \right\} \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right]$$

onde:

γ_f, γ_m - coeficientes de ponderação das ações e resistências;

N_k - força normal característica;

A - área bruta da seção transversal;

f_{pk} - resistência característica de compressão simples do prisma;

t_{ef}, h_{ef} - espessura e altura efetiva.

Outro ponto sobre dimensionamento a compressão é a inclusão de critério para consideração de resistência na direção horizontal do bloco. Se um prisma ou parede for totalmente grauteado, assume-se que a resistência à compressão na direção horizontal é igual à da direção vertical (direção geralmente utilizada no ensaio de prisma). Entretanto, se não houver graute, deve-se admitir resistência à compressão na direção horizontal igual a 50% da obtida na direção vertical.

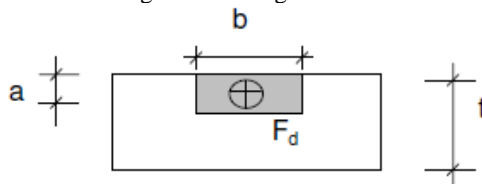
6.2.2 Forças Concentradas

Outro caso de dimensionamento a compressão é o da verificação do ponto de contato de cargas concentradas. Em cargas concentradas não existe o problema de flambagem no ponto de contato. Nesse ponto também é possível considerar um aumento da resistência à compressão, uma vez que as tensões concentradas na região de contato estarão

confinadas por tensões menores ao redor dessa região. Sempre que a espessura de contato for maior que 5 cm e maior que $t/3$, pode-se considerar um aumento de 50% na resistência à compressão (figura 19), em resumo:

$$\frac{\gamma_f \cdot F_k}{a \cdot b} \leq \begin{cases} 1,5 \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m} & \text{se } a \geq \begin{cases} t/3 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \\ 0,7 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m} & \text{se } a < \begin{cases} t/3 \\ 5 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

Figura 19 - Cargas Concentradas



$$a \geq 50 \text{ mm e } a \geq t/3 ; F_d/(ab) \leq 1,5 f_d$$

Fonte: NBR 15961-1(2011)

Parsekian (2012) recomenda que o apoio seja feito sempre em canaletagrautada (em um coxim, cinta ou verga). Se a tensão de contato for maior que a necessária, pode-se ainda executar um coxim de concreto nesse ponto. Considerando um espalhamento da carga a 45° , verifica-se a necessidade de executar ainda esse coxim nas fiadas inferiores. Recomenda-se ainda que o apoio seja sempre feito pelo menos meio-bloco afastado da extremidade da parede, caso contrário não se recomenda considerar o aumento de resistência. Quando a alvenaria é executada dispondo-se argamassa apenas nos septos laterais dos blocos, o aumento de resistência por confinamento não acontece.

6.2.3 Cisalhamento

Em edifícios de alvenaria estrutural o cisalhamento, por atuar junto com o momento fletor, ocorre em vigas, vergas, e em paredes de contraventamento. Ao se considerar a estrutura aporticada também ocorre nos lintéis. Quando se adota a distribuição do carregamento vertical por grupo de paredes também ocorrem tensões de cisalhamento na interface de paredes amarradas devido a tendência de deslocamento relativo devido a diferença de carregamento entre essas paredes.

Segundo Ramalho (2012), em edifícios usuais, nas vigas e vergas, a verificação ao cisalhamento é sempre atendida. Em lintéis quando a verificação não é atendida e não se quer armar os lintéis ao cisalhamento

pode-se plastificar os apoios diminuindo a rigidez do lintel até que não necessite de armadura. Em paredes de contraventamento de edifícios altos, caso em que a ação do vento é preponderante, quando as juntas verticais não são preenchidas pode ocorrer necessidade de armaduras para combater o cisalhamento.

Segundo Corrêa (2012), para se calcular as tensões de cisalhamento na interface de paredes amarradas deve-se obter os carregamentos acima das paredes e os carregamentos uniformizados na base das paredes, calcula-se a diferença e dividindo pela área da interface, que é igual a espessura da parede multiplicada pelo pé-direito se obtém a tensão de cisalhamento atuante na interface. Deve ser verificado se a tensão de cálculo é menor que a resistência de cálculo.

A NBR 10837 (1989) considerava o critério da máxima tensão de cisalhamento, critério de Tresca, que levava em conta a coesão e não considerava o atrito, esse comportamento não se verifica na alvenaria, além de especificar valores de resistência e faixas de resistência à compressão muito elevadas. Esses pontos foram corrigidos na norma atual (RAMALHO; CORRÊA, 2012).

Ramalho (2012) alerta que a NBR 15961-1 (2011) deve ser usada também para alvenaria de blocos cerâmicos já que a NBR 15812-1 (2010) está errada e posteriormente será corrigida.

As tensões de cisalhamento na alvenaria seguem o critério de resistência de Coulomb

$\tau = \tau_0 + \mu\sigma$, existindo uma parcela inicial da resistência devida à aderência que é aumentada em função do nível de pré-compressão.

O valor da resistência ao cisalhamento da alvenaria depende do traço de argamassa utilizada, que influencia a aderência inicial τ_0 devido a coesão, e do nível de pré-compressão $\mu\sigma$, com coeficiente de atrito $\mu = 0,5$.

As resistências características ao cisalhamento f_{vk} não devem ser maiores que os valores apresentados na tabela 6, validos para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas. Para outros casos a resistência ao cisalhamento deve ser determinada conforme NBR 14321 (1999).

Tabela 6 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk}
(MPa)

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

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1:2011

onde::

f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento;

σ é a tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

O valor da tensão de pré-compressão σ deve ser calculado considerando apenas ações permanentes, minoradas do coeficiente de redução igual a 0,9, pois é uma ação favorável, sendo mais severa que a norma de ações e segurança que considera o valor igual a 1,0.

Segundo Ramalho (2012), essas equações foram retiradas de pesquisas realizadas no exterior e posteriormente verificadas em ensaios na Escola de Engenharia de São Carlos.

Para a verificação do cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes (amarração direta), considera-se f_{vk} igual a 0,35 MPa.

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

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

onde ρ é a taxa geométrica de armadura.

Para vigas de alvenaria estrutural biapoiadas ou em balanço, a resistência característica ao cisalhamento pode ser multiplicada pelo fator:

$$[2,5 - 0,25 M_{max} / (V_{max} \cdot d)]$$

tomado sempre maior que 1,0, desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa. M_{max} é o maior valor do momento de cálculo na viga, V_{max} é o maior valor do esforço cortante de cálculo na viga e d é a altura útil da seção transversal da viga.

A tensão de cisalhamento de cálculo deve ser tomada como:

$$\tau_{vd} = V_d / bh, \text{ para peças de alvenaria não armada}$$

$$\tau_{vd} = V_d / bd, \text{ para peças de alvenaria armada}$$

Se a alvenaria for de seção T, I ou outra forma com flange, apenas a área da alma deve ser considerada.

A verificação da resistência é atendida quando a tensão de cisalhamento de cálculo τ_{vd} não superar a resistência de cálculo obtida f_{vd} , ou seja:

$$\tau_{vd} \leq f_{vk} / \gamma_m$$

Quando a verificação acima não for atendida, é ainda possível calcular a armadura de cisalhamento paralela à direção da força cortante. Nesse caso tem-se:

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

A parcela do cisalhamento resistido pela alvenaria é dada por:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

onde:

A_{sw} é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

V_a é a força cortante absorvida pela alvenaria;

V_d é a força cortante de cálculo;

f_{yd} é a resistência de cálculo da armadura;

s é o espaçamento das barras da armadura;

d é a altura útil;

b é a largura.

Ramalho (2012) argumenta que a limitação imposta a tensão de escoamento do aço em $0,5 f_{yd}$ foi feita sem justificativa, sendo contrário a limitação. Isso resulta no dobro da área de aço. No item sobre flexão simples esse assunto será melhor esclarecido.

Em nenhum caso admite-se espaçamento s maior que 50% da altura útil. No caso de vigas de alvenaria esse limite não pode superar 30 cm. No caso de paredes armadas ao cisalhamento o espaçamento não pode superar 60 cm.

Em vigas com necessidade de armadura transversal, esta deve ter área mínima igual a 0,05 % bs .

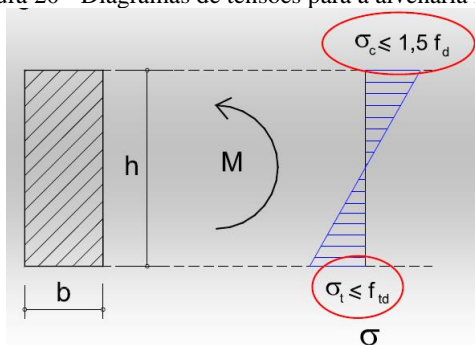
6.2.4 Flexão simples

No dimensionamento a flexão houve uma mudança muito grande entre a norma atual e a norma antiga devido a verificação da segurança ter sido alterada de tensões admissíveis para estados limites. A flexão simples ocorre principalmente em vigas, vergas, muros (devido ao vento), muros de arrimo e paredes de reservatório pouco comprimidas.

6.2.4.1 Alvenaria não armada

A alvenaria não armada é dimensionada no estágio I (figura 20), sendo o único caso em que a norma atual permite tensões de tração na alvenaria não armada, com a máxima tensão de tração inferior à f_{tk} (resistência a tração na flexão). O cálculo do momento fletor resistente da seção transversal pode ser feito com o diagrama de tensões indicado na figura 20. A alvenaria resiste linearmente a compressão e a tração.

Figura 20 - Diagramas de tensões para a alvenaria não-armada.



Fonte: Ramalho (2012)

A máxima tensão de tração de cálculo não deve ser superior à resistência à tração de cálculo da alvenaria f_{td} .

A máxima tensão de compressão de cálculo não deve ultrapassar em 50% a resistência à compressão de cálculo da alvenaria f_d , ou seja, $1,5 f_d$. Isso ocorre porque nem todos os pontos da região comprimida estão submetidos a mesma tensão, sendo o diagrama triangular, a região com tensões mais elevadas é confinada pela região onde a tensão é menor.

Essas considerações são válidas somente no caso de ações variáveis como, por exemplo, a do vento. Os valores característicos da resistência à tração da alvenaria sob flexão são definidos na tabela 7, válidos para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas. Para outros casos, a resistência de tração na flexão deve ser determinada conforme procedimento descrito no Anexo C da NBR15961-2 (2011) ou de acordo com a NBR 14322 (1999).

Tabela 7 - Valores característicos da resistência à tração na flexão – f_{tk} (MPa)

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada - f_{tk}	0,1	0,2	0,25
Paralela à fiada - f_{tk}	0,2	0,4	0,5

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1:2011

6.2.4.1 Alvenaria armada

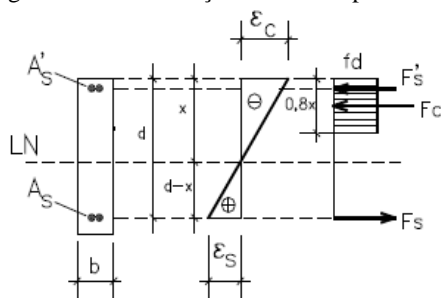
A alvenaria armada é dimensionada no estágio III, com tensões não lineares na região comprimida. Quando se considera plastificação das tensões no estágio III, o aumento de resistência não acontece pois toda a região comprimida estará sujeita à mesma tensão, não existindo confinamento.

No estágio III o diagrama da tensão na região comprimida é retangular com altura de $0,8x$, ao invés de triangular, como no estágio I ou II. Isso representa quase o dobro da tensão de compressão que serão transmitidas pela região comprimida. Na norma antiga os esforços de flexão são analisados no estágio II

A resistência da alvenaria a tração não é considerada, quem resiste é a armadura.

O cálculo do momento fletor resistente da seção transversal pode ser efetuado com o diagrama de tensões indicado na figura 21.

Figura 21 - Diagramas de deformações e tensões para a alvenaria armada.



Legenda:	
d	é a altura útil da seção
x	é a altura da linha neutra
As	é a área da armadura tracionada
A's	é a área da armadura tracionada
es	é a deformação na armadura tracionada
ec	é a deformação máxima na alvenaria comprimida
fd	é a máxima tensão de compressão
fs	é a tensão de tração na armadura
Fc	é a resultante de compressão na alvenaria
Fs	é a resultante de forças na armadura tracionada
Fs'	é a resultante de forças na armadura tracionada

Fonte: Adaptado da NBR 15961-1:2011

No caso de uma seção retangular fletida com armadura simples o momento fletor resistente de cálculo é igual a:

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot z, \quad \text{com } M_{rd} \leq 0,4 f_d \cdot b \cdot d^2$$

na qual o braço de alavanca z é dado por:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d$$

onde $f_s = 0,5 \cdot f_{yd} = 0,5 \cdot f_{yk} / \gamma_m$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura.

Ramalho (2012) explica que o limite para o momento resistente foi imposto para evitar que a linha neutra fique dentro do domínio 4,

pois a seção apresentará problemas de ductilidade. A norma atual copiou o limite da BS 5628 (2005), mas como a norma inglesa usa o diagrama retangular na região comprimida com altura igual a x e a norma atual com altura de $0,8x$, esse limite ficou errado. Uma sugestão seria mudar o limite para:

$$M_{Rd} \leq 0,35 f_d b d^2$$

e com isso obtemos $x \leq 0,570 d$, portanto dentro do domínio 3.

Nas expressões da norma atual entra-se com a área de aço e a resistência da alvenaria para efetuar o cálculo do momento resistente. Precisa-se dimensionar, ou seja, calcular a armadura em função de um determinado esforço e não calcular o esforço em função da armadura. E para isso necessita-se desenvolver as expressões da norma para chegar em expressões para o dimensionamento.

Procedendo-se os cálculos chega-se as seguintes expressões, segundo Ramalho (2012):

- Armadura simples:

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}}$$

$$A_s = \frac{1}{0,5 f_{yd} \cdot (1 - 0,4 k_x)} \frac{M_d}{d}$$

- Armadura dupla: A linha neutra será suposta no limite dos domínios 3 e 4, ou seja, $k_{x0}=0,628$ e com isso:

$$M_0 = 0,8 f_d \cdot b \cdot d^2 \cdot k_{x0} \cdot (1 - 0,4 k_{x0})$$

$$A_{s1} = \frac{1}{0,5 f_{yd} \cdot (1 - 0,4 k_{x0})} \frac{M_0}{d}$$

$$A_{s2} = \frac{1}{0,5 f_{yd}} \frac{\Delta M}{(d - d')}$$

$$A'_s = \frac{1}{f'_s} \frac{\Delta M}{(d - d')} \text{ com } f'_s \leq 0,5 f_{yd}$$

Parsekian (2012) ressalta que a limitação da tensão de escoamento do aço a 50% de seu valor real levou em conta uma limitada quantidade de ensaios nacionais sobre o tema de vigas de alvenaria. De fato, a alvenaria estrutural é mais utilizada para estruturas com

compressão preponderante, sendo o uso em vigas não muito frequente, apesar de possível.

Para Parsekian (2012) e também Ramalho (2012), a recomendação acima descrita proporciona taxas de armaduras maiores do que as que seriam necessárias caso não houvesse limitação na tensão do aço. Em outras palavras pode-se entender que essa limitação propicia momentos resistentes de cálculo consideravelmente inferiores aos realmente existentes. Pode-se ainda entender essa limitação como uma camada extra de segurança no dimensionamento à flexão. Como a quantidade de vigas em alvenaria é limitada, o consumo de aço quando se pensa no universo de obras nacionais é também limitado, portanto essa precaução não tem impacto do ponto de vista da economia. É possível que, em normas futuras, o limite imposto seja eliminado.

Corrêa (2012) diz que, como coordenador do projeto de norma de alvenaria de blocos cerâmicos, sugeriu a comissão essa limitação, pois existem duas interfaces: bloco – graute e graute – armadura e a parede do bloco cerâmico é lisa prejudicando a aderência. Por não existirem ensaios de aderência comprovando a eficiência decidiram introduzir essa limitação. A comissão do projeto de norma de alvenaria de blocos de concreto resolveu adotar a mesma limitação. Na USP de São Carlos está sendo realizado uma pesquisa de mestrado nessa área para fornecer informações para uma futura revisão da norma.

Ramalho (2012), esclarece que o principal motivo para a limitação foi a comparação, entre a norma antiga e a atual (sem a limitação), dos valores dos momentos resistentes entre vigas usuais de alvenaria com seção de 14×39 , $d = 7$ cm, $f_d = 2,8$ MPa, $f_{yd} = 425$ MPa e $A_s = 1$ cm². Pela antiga norma, $M = 476$ kN.cm, e pela norma atual, sem a limitação, $M_{rd} = 1145,8$ kN.cm, ou seja, momento resistente quase três vezes maior. Ao adotar $0,5 f_{yd}$ os valores ficam próximos. Ramalho diz ainda que não é correto comparar os resultados, pois a norma antiga trabalha com tensões admissíveis e a norma atual com estados limites.

Ramalho (2012), destaca que a limitação não se justifica pois trabalhos internacionais mostram que, em blocos de concreto grauteados com barras de até 22mm, nos ensaios de arrancamento a tensão de escoamento da armadura é f_{yd} .

6.2.5 Flexão composta

A flexão composta é a interação da solicitação axial com o momento fletor e ocorre em paredes de contraventamento e paredes de reservatório com alta compressão.

Além do carregamento vertical, é comum as paredes estarem sujeitas a ações laterais. Em edifícios sempre haverá um carregamento vertical e um horizontal, geralmente devido ao vento, gerando esforços de flexão, compressão e cisalhamento.

Segundo Ramalho (2012), em edifícios de até 8 pavimentos a flexão composta não é importante, mas em edifícios mais altos é fundamental. Ramalho destaca que, somente no Brasil são realizadas pesquisas nessa área, pois atualmente no exterior não se constroem edifícios altos.

6.2.5.1 Flexo-compressão

Todo elemento de alvenaria submetido à flexo-compressão deve resistir à força de compressão de cálculo atuante:

- Paredes: $N_d \leq N_{Rd} = f_d AR$
- Pilares: $N_d \leq N_{Rd} = 0,9 f_d AR$

6.2.5.2 Alvenaria não armada

As tensões normais na seção transversal devem ser obtidas mediante a superposição das tensões normais lineares devidas ao momento fletor com as tensões normais uniformes devidas à força de compressão.

A tensão normal de compressão máxima deve ser verificada de acordo com a expressão:

$$\frac{N_d}{AR} + \frac{M_d}{1,5W} \leq f_d$$

onde:

N_d é a normal de cálculo ($N_d = 1,4 N_k$);

A é a área da seção transversal;

R é o redutor devido à esbelteza;

M_d é o momento fletor de cálculo ($M_d = 1,4 M_k$);

W é o módulo de resistência à flexão;

f_d é a resistência de cálculo à compressão.

Ramalho (2012) declara que a expressão de verificação a flexo-compressão não é adequada pois não encontra respaldo em nenhuma pesquisa nacional ou internacional. Sugere que, como para alvenaria não armada a norma não trabalha em estados limites, permitindo o

dimensionamento no estágio I, se deveria usar uma expressão semelhante a da antiga norma (mostrada abaixo) que tem respaldo na norma americana ACI 538 e em trabalhos internacionais.

$$\frac{N_d}{AR} + \frac{M_d}{W} \leq 1,3 f_d$$

Segundo Ramalho (2012), ao somar a parcela devida a tensão de compressão na flexão aumenta-se o limite para $1,3 f_d$ e na norma atual o limite é f_d . Quando a sollicitação de compressão axial ficar próxima a f_d , ao somar a parcela devida ao momento, é necessário aumentar a resistência ou o grauteamento do elemento estrutural.

6.2.5.3 Flexo-tração

As tensões normais de tração devem satisfazer a seguinte equação:

$$\frac{M_d}{W} - \frac{N_d}{A} \leq f_{td}$$

onde:

M_d é o momento fletor de cálculo ($M_d = 1,4 M_k$);

W é o módulo de resistência à flexão;

N_d é a normal de cálculo ($N_d = 0,9 N_{perm}$);

A é a área da seção transversal;

f_{td} é a resistência de cálculo à tração.

6.2.5.4 Alvenaria armada

Se a inequação acima não for verificada, há necessidade de armadura, que pode simplificadaamente ser calculada no estágio II (válido para tensões de tração pequenas).

Nesse caso, calcula-se qual a força de tração necessária multiplicando-se o diagrama das tensões de tração pela área da parede onde estas se distribuem. A partir da força de tração necessária, calcula-se a área de aço dividindo-se essa força por $0,5f_{yd}$.

O cálculo refinado no estágio III é permitido na norma atual, devendo ser aplicado em casos de tensões de tração maiores, como em edifícios mais altos.

No caso de elementos comprimidos com índice de esbeltez superior a 12, deve ser adicionado o momento de segunda ordem na direção de menor inércia, dado por:

$$M_{2d} = \frac{N_d(h_e)^2}{2000 t}$$

Ramalho (2012) sugere usar o momento de segunda ordem M_{2d} apenas em pilares, pois as paredes são elementos de superfície e possuem menos problemas de instabilidade.

6.2.5.5 Prescrições Adicionais BS 5628-1 (2005)

Segundo Ramalho (2012) podem ser usadas prescrições da norma inglesa BS 5628-1 (2005) que permite considerar apenas flexão simples em elementos solicitados por pequena compressão quando:

$$N_d \leq 0,1 \cdot f_k \cdot A$$

onde:

N_d é a força normal de cálculo;

f_k é a resistência característica de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção transversal do elemento.

7. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

No presente trabalho serão apresentados os procedimentos para o dimensionamento da estrutura de alvenaria estrutural de blocos de concreto de um edifício exemplo.

7.1 Introdução

O projeto de um edifício de alvenaria estrutural se desenvolve de maneira um pouco diferenciada dos projetos usuais com estrutura em concreto armado. Edifícios de alvenaria têm como característica possuir elementos que funcionam ao mesmo tempo como estrutura e vedação. Desta forma, as paredes do edifício devem atender aos requisitos arquitetônicos e estruturais simultaneamente, havendo uma forte interação entre esses dois subsistemas. Da mesma forma, devem ser pensadas soluções para as instalações hidráulicas e elétricas, pois segundo a NBR 15961-1 (2011), rasgos horizontais e passagem de tubulação contendo fluido nas paredes não são permitidos, pois comprometem a segurança da edificação. Projetos de alvenaria estrutural têm, portanto, uma forte vocação para serem racionalizados.

Em um projeto de alvenaria, seja estrutural ou de vedação, não se deve permitir a quebra de blocos. Para tanto é necessário que as dimensões arquitetônicas sigam o padrão modular dos blocos, ou seja, tenham medidas múltiplas da dimensão padrão. É muito importante que o comprimento e a largura sejam ou iguais ou múltiplos, de maneira que efetivamente se possa ter um único módulo em planta. Se isso realmente ocorrer, a amarração das paredes será enormemente simplificada, havendo um ganho significativo em termos da racionalização do sistema construtivo.

Para o dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural, é necessário que as seguintes informações sejam definidas:

- A) Projeto arquitetônico, hidráulico e elétrico
 - Tipo de bloco (com dimensões e componentes disponíveis), altura do pavimento e revestimentos definem modulação horizontal e vertical, e dimensões dos cômodos, quando o projeto arquitetônico é modulado;
 - Posição e dimensão das aberturas (portas, janelas, quadro de luz, etc) influenciam a distribuição de cargas entre as paredes;

- Tipo de laje, piso, contrapiso, rebaixos, tipo de escada, térreo com ou sem pilotis;
- Definição de paredes não estruturais;
 - Projeto de instalações hidráulicas com a consideração de paredes hidráulicas não estruturais;
 - Projeto de instalações elétricas.

B) Materiais

Material da alvenaria, resistências de blocos disponíveis e relações prisma/blocos a serem adotadas no projeto (oco e cheio com graute).

Módulo de elasticidade, limites de resistência ao cisalhamento, de compressão, compressão na flexão e de tração na flexão.

C) Carregamentos verticais

No ático (topo do edifício): cargas devido à caixa d'água e à casa de máquina dos elevadores, tipo de telhado, existência de impermeabilização.

Sobre as lajes do pavimento: a carga accidental (de acordo com o tipo de utilização), o peso próprio, cargas de contrapiso, revestimentos (piso, forro).

Peso próprio das paredes, que depende do material da alvenaria, espessura, existência ou não de graute, revestimentos.

D) Ações Horizontais

Ação do vento: de acordo com NBR 6123 (1988)

Ação devido ao desprumo: previsão de ação horizontal para contemplar a probabilidade de haver desvios no prumo das paredes durante a execução.

E) Modelos de cálculo

Após a definição dos carregamentos, é necessária a utilização de modelos que permitam considerar a distribuição dos carregamentos e a determinação dos esforços em cada um dos elementos estruturais

F) Verificação da estabilidade global.

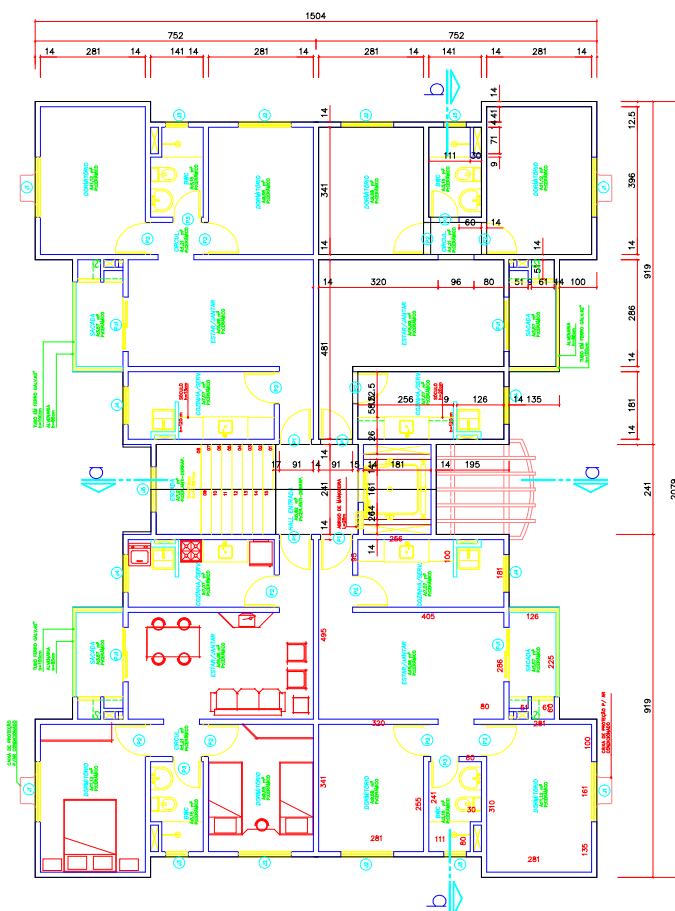
A partir do modelo adotado, utiliza-se o parâmetro α ou γ_z para verificação do efeito de segunda ordem.

A partir dos esforços e das propriedades mecânicas de cada elemento, pode-se fazer o dimensionamento, que na maioria dos casos de edifícios em alvenaria estrutural, é uma verificação de resistência dos elementos (PARSEKIAN; SOARES, 2011).

7.2 Dados do edifício

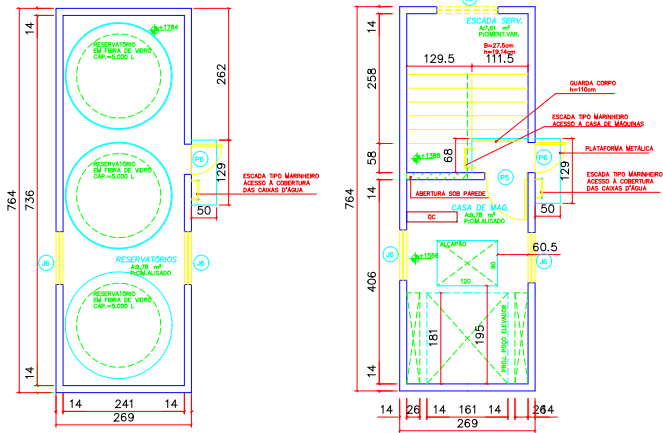
O projeto arquitetônico do edifício exemplo foi retirado de Signor (2000). O edifício possui seis pavimentos com área de 254,77 m² cada, cobertura, barrilete, casa de máquinas e reservatório com três caixas d'água de 5m³ cada. Também possui um pavimento pilotis destinado a garagem, portanto a estrutura de alvenaria inicia no segundo pavimento sobre uma estrutura de transição em concreto armado. As figuras 22, 23, 24 e 25 mostram a planta do pavimento tipo, planta do pavimento ático, corte B-B e corte A-A.

Figura 22 - Planta do pavimento tipo.



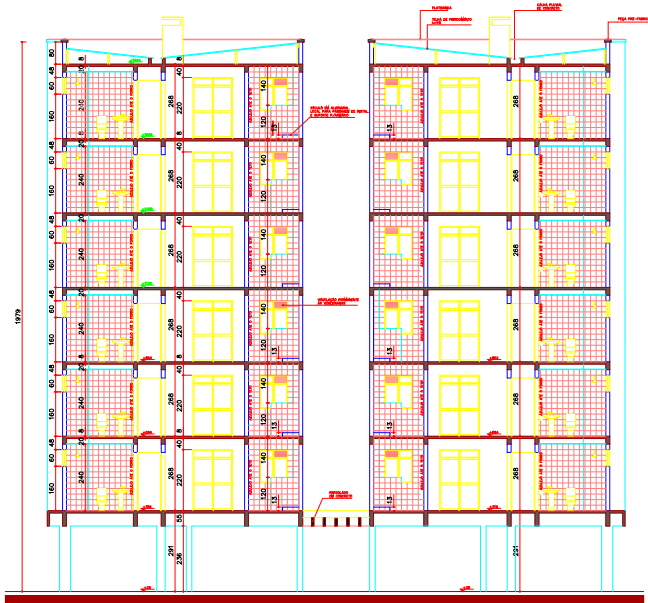
Fonte: Signor (2000)

Figura 23 - Planta do pavimento ático.



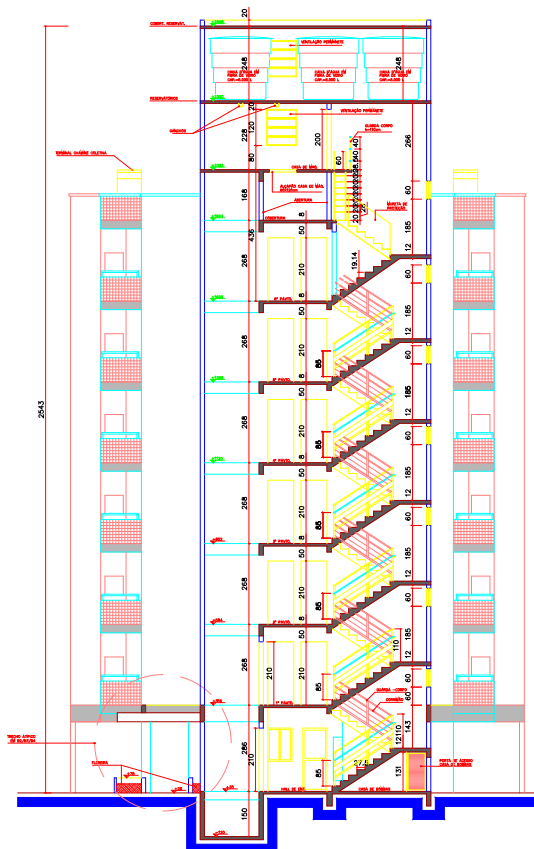
Fonte: Signor (2000)

Figura 24 - Corte B-B



Fonte: Signor (2000)

Figura 25 - Corte A-A



Fonte: Signor (2000)

O pé-direito livre de piso a teto em todos pavimentos é 2,60m. Admitindo modulação vertical de 20 cm tem-se 13 fiadas de blocos, mantendo a altura das paredes em 2,60 m. Optou-se pelo emprego de blocos vazados de concreto de 14 cm de espessura.

7.3 Definições dos elementos estruturais

7.3.1 Paredes Estruturais

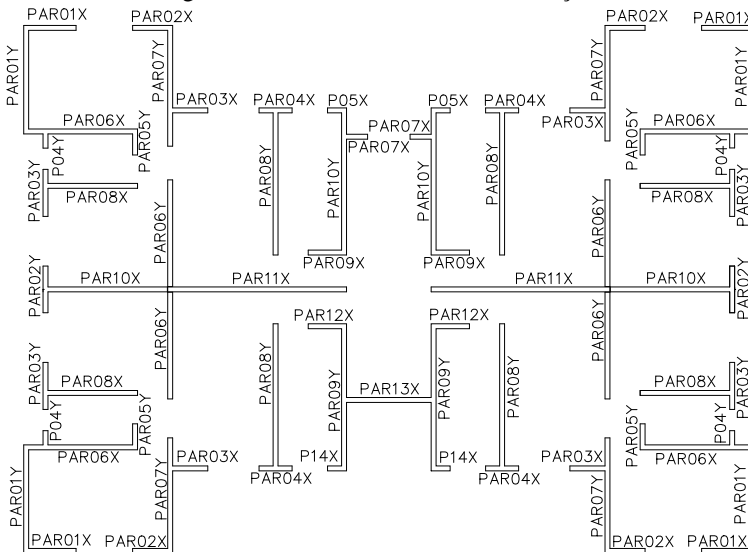
A correta definição dos elementos estruturais é primordial, de forma a conferir ao sistema estrutural o contraventamento necessário nas direções X e Y do edifício em planta. Em geral as paredes hidráulicas

não devem ser estruturais para possibilitar a sua manutenção, e algumas paredes podem ter apenas função de vedação, apoiando-se diretamente sobre a laje.

Foram escolhidas todas as paredes possíveis como estruturais, com base na planta baixa do projeto arquitetônico. Isto excetua as paredes de shafts e os peitoris das áreas de serviço, que foram consideradas paredes de vedação, atuando como carga linear nas lajes. Os limites de cada parede foram definidos nas extremidades de aberturas de portas e janelas, ou nos eixos de encontros de paredes. Com isso, obteve-se as dimensões das paredes estruturais. Foram nomeadas as paredes na direção *X* e *Y*, numerando-as da esquerda para a direita e de cima para baixo. Adotou-se discriminar todas aquelas que possuam geometrias diferentes e/ou condições de carregamentos diferentes, sendo as demais consideradas apenas como suas repetições.

Todos esses procedimentos descritos acima foram feitos dentro do programa ZWCAD (2011). A figura 26 mostra as paredes estruturais do edifício nas direções *X* e *Y*.

Figura 26 – Paredes estruturais nas direções *X* e *Y*.



Fonte: Autor

7.3.2 Paredes de contraventamento

No cálculo da flexão composta, interação da solicitação axial e momento fletor, que ocorre em paredes de contraventamento de edifícios devido a ação do vento e desaprumo, é usual dividir a estrutura dos edifícios de alvenaria em duas direções principais para análise dos esforços. O edifício foi analisado segundo as direções *X* e *Y*:

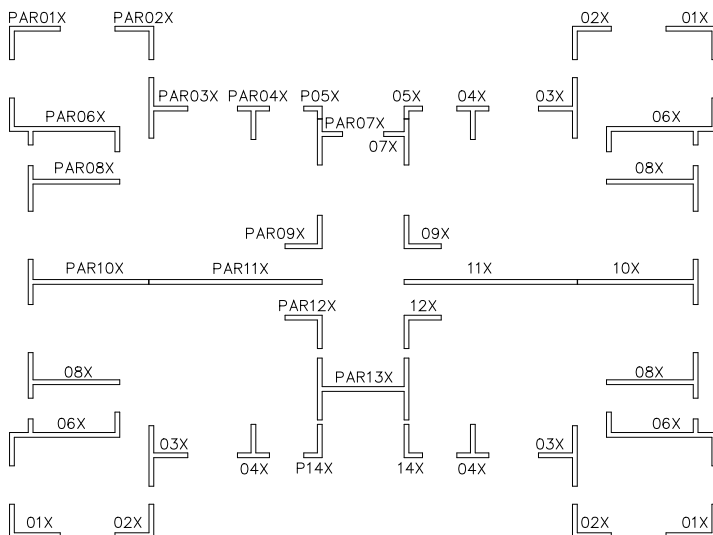
7.3.2.1 Direção *X*

Em primeira análise foi verificado que para ventos atuantes nesta direção o edifício apresenta uma pequena excentricidade em planta, além de uma diminuição do funcionamento da laje como diafragma rígido, ambos determinados pela disposição da escada, circulação e poço do elevador.

As paredes centrais *PAR10X* e *PAR11X* desta direção por terem 8,57 m foram separadas por meio de juntas, buscando com isto prevenir aspectos indesejáveis como a sua fissuração e uma rigidez demasiadamente elevada da mesma, prejudicial à distribuição dos esforços horizontais. Essa solução se deu após primeira análise estrutural sem a criação das juntas, na qual verificou-se necessidade de armaduras devido a tração nessas paredes.

Para a direção *X*, fazem parte do modelo as paredes dispostas nessa direção mais as abas das paredes amarradas a essas limitando o comprimento da aba a 6x a espessura e nunca sobrepondo o mesmo trecho de aba em duas paredes de contraventamento. Conforme comentado anteriormente é grande a diferença entre considerar abas formando seções *T*, *I* ou não formando seções retangulares apenas. Na figura 27, são mostradas as paredes de contraventamento na direção *X*.

Figura 27 - Paredes de contraventamento na direção X.



Fonte: Autor

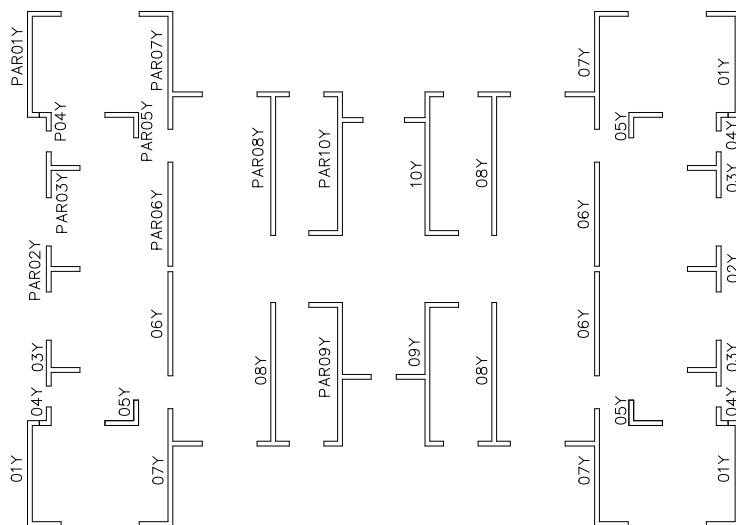
7.3.2.2 Direção Y

Neste sentido o prédio apresenta perfeita simetria e continuidade das lajes, determinando que não haverá torção devida à disposição das paredes e assegurando a hipótese do diafragma rígido para a distribuição das ações horizontais devido ao vento.

Também nesta direção existem muitos elementos estruturais, assegurando boa estabilidade ao edifício. Neste caso optou-se por separar a parede *PAR06Y* por junta de movimentação, pelos mesmos motivos das paredes *PAR10X* e *PAR11X*.

A figura 28 mostra as paredes de contraventamento nessa direção.

Figura 28 - Paredes de contraventamento na direção Y.

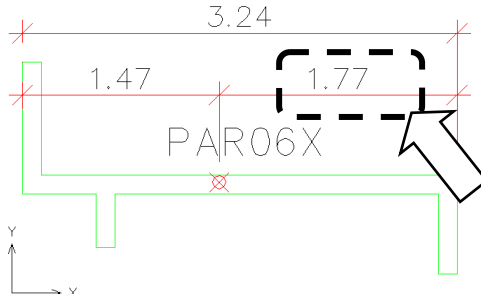


Fonte: Autor

Depois de definidas as paredes estruturais nas duas direções principais com a incorporação dos respectivos flanges, foram determinadas as características geométricas de cada parede de contraventamento.

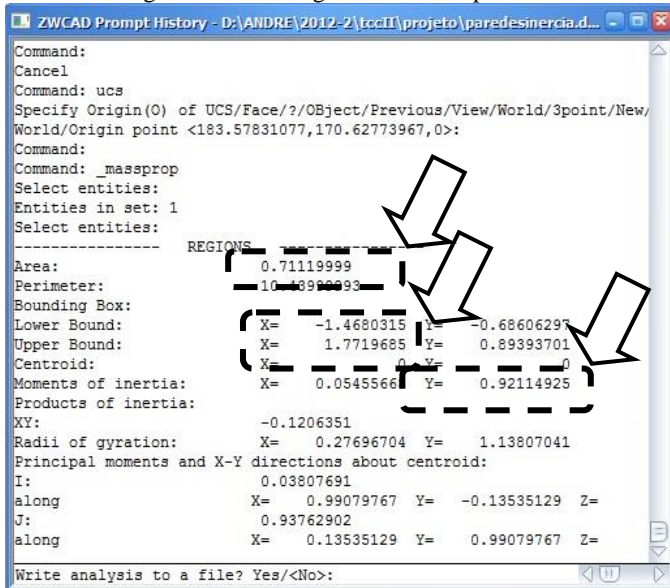
Com o auxílio do comando *matchproperties* do programa ZWCAD (2011) e colocando parede a parede na coordenada global 0,0 obteve-se os momentos de inércia, área, centróide de cada parede estrutural e distância do centróide ao bordo mais afastado, como ilustrado na figura 29. Os dados geométricos da parede PAR06X aparecem na figura 30. Os dados de todas as paredes nas direções X e Y podem ser vistos nas tabelas 8 e 9, onde também é indicado o número de repetições de cada parede no pavimento. Esses valores são importantes para a determinação da rigidez de cada parede e também da rigidez relativa como será mostrado a seguir.

Figura 29 - Distância do centróide ao bordo mais afastado da PAR06X



Fonte: Autor

Figura 30 - Dados geométricos da parede PAR06X



Fonte: Autor

Tabela 8 - Características geométricas das paredes de contraventamento na direção X.

Parede	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Múltiplo	I x Múlt.	X máx. (m)	X total (m)
PAR01 X	0,3262	0,0730	4	0,2922	0,99	1,49
PAR02 X	0,2772	0,0344	4	0,1376	0,78	1,14
PAR03 X	0,3892	0,0412	4	0,1648	0,86	1,14
PAR04 X	0,2492	0,0099	4	0,0395	0,47	0,94
PAR05 X	0,1085	0,0028	2	0,0056	0,33	0,54
PAR06 X	0,7112	0,9211	4	3,6846	1,77	3,24
PAR07 X	0,2737	0,0108	2	0,0216	0,56	0,74
PAR08 X	0,5446	0,4162	4	1,6649	1,74	2,69
PAR09 X	0,2702	0,0303	2	0,0606	0,75	1,09
PAR10 X	0,6622	0,8782	2	1,7563	2,20	3,54
PAR11 X	0,9478	2,6221	2	5,2442	3,16	5,09
PAR12 X	0,2702	0,0303	2	0,0606	0,75	1,09
PAR13 X	0,8470	0,9926	1	0,9926	1,35	2,69
PAR14 X	0,1932	0,0039	2	0,0077	0,39	0,54

Fonte: Autor

Tabela 9 - Características geométricas das paredes de contraventamento na direção Y.

Parede	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Múltiplo	I x Múlt.	Y máx. (m)	Y total (m)
PAR01 Y	0,5789	0,6330	4	2,5322	1,77	3,09
PAR02 Y	0,3052	0,0283	2	0,0565	0,67	1,34
PAR03 Y	0,3052	0,0312	4	0,1246	0,75	1,34
PAR04 Y	0,1043	0,0027	4	0,0109	0,33	0,54
PAR05 Y	0,2212	0,0099	4	0,0395	0,53	0,74
PAR06 Y	0,4256	0,3278	4	1,3111	1,52	3,04
PAR07 Y	0,7196	0,8377	4	3,3509	1,87	3,44
PAR08 Y	0,6986	1,2440	4	4,9761	2,42	4,19
PAR09 Y	0,8778	1,5559	2	3,1118	2,23	4,19
PAR10 Y	0,8442	1,7067	2	3,4133	2,12	4,19

Fonte: Autor

7.3.3 Lajes

As lajes tem como função principal suportar as cargas verticais atuantes e transferi-las para as paredes estruturais onde se apoiam. As ligações das lajes com as paredes estruturais normalmente são realizadas por cintas de respaldo que contornam as bordas da laje.

Para edificações de pouca altura e poucos pavimentos, a laje trabalha quase que exclusivamente para esta resistência a cargas verticais. Para edifícios de maior altura ou diversos pavimentos, além das cargas verticais, as lajes também trabalham como diafragma rígido, recebendo as ações horizontais devido aos esforços de vento e desaprumo, transferindo-as para as paredes estruturais, conforme a rigidez de cada uma delas.

Portanto, para edifícios de maior altura, a responsabilidade das lajes é múltipla e é conveniente que as lajes sejam maciças ou lajes mistas onde a capa da laje tenha uma dimensão conveniente. O uso de lajes pré-moldadas é mais recomendado para edifícios de até 4 ou 5 pavimentos onde o vento não exerce influência significativa.

No edifício exemplo optou-se por lajes maciças, considerando o efeito de diafragma rígido para a distribuição dos esforços laterais.

7.4 Análise Estrutural

7.4.1 Cargas Verticais

As principais cargas atuantes nas lajes podem ser divididas em cargas permanentes e variáveis. As principais cargas permanentes normalmente atuantes são: peso próprio, contrapiso, revestimento ou piso e paredes de vedação. Já as cargas variáveis são cobertas pela sobrecarga de utilização. Em edifícios residenciais de alvenaria estrutural as principais cargas verticais a serem consideradas nas paredes estruturais são as ações das lajes e o peso próprio das paredes que são tratados em procedimentos distintos.

Para a determinação dos carregamentos, foram admitidos os pesos específicos e as cargas indicadas na NBR 6120 (1980) - Cargas para o Cálculo de Estruturas. O peso específico da alvenaria foi retirado da NBR 15961-1 (2011). As cargas que atuam acima do nível da cobertura do 6º pavimento serão consideradas como cargas axiais nas paredes do 6º tipo. Assim temos:

PESO ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS

- Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto = 14 kN/m^3
- Alvenaria não estrutural de blocos vazados de concreto = 13 kN/m^3
- Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m^3
- Graute e concreto = 24 kN/m^3
-

CARREGAMENTOS VERTICAIS

- Peso próprio da parede estrutural externa
 - $\text{Parede} = 14 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} = 1,96 \text{ kN/m}^2$
 - $\text{Revestimento de } 2,5 \text{ cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,025 \text{ m} = 0,48 \text{ kN/m}^2$
 - $\text{Revestimento de } 1,0 \text{ cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$TOTAL = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

○ Trecho

$$Sem abertura = 2,64 \text{ kN/m}^2 \times 2,60 \text{ m} = 6,86 \text{ kN/m}$$

$$Abertura de janela = 2,64 \text{ kN/m}^2 \times (2,60 \text{ m} - 1,00 \text{ m}) = 4,23 \text{ kN/m}$$

- Peso próprio da parede estrutural interna

$$Parede = 14 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} = 1,96 \text{ kN/m}^2$$

$$Revestimento de 1,0 \text{ cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$Revestimento de 1,0 \text{ cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$TOTAL = 2,36 \text{ kN/m}^2$$

○ Trecho

$$Sem abertura = 2,36 \text{ kN/m}^2 \times 2,60 \text{ m} = 6,14 \text{ kN/m}$$

$$Abertura de porta = 2,36 \text{ kN/m}^2 \times (2,60 \text{ m} - 2,10 \text{ m}) = 1,18 \text{ kN/m}$$

- Peso próprio da parede não estrutural

$$Parede = 13 \text{ kN/m}^3 \times 0,09 \text{ m} = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$Revestimento de 1,0 \text{ cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$Revestimento de 1,0 \text{ cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$TOTAL = 1,57 \text{ kN/m}^2$$

○ Trecho

$$Sem abertura = 1,57 \text{ kN/m}^2 \times 2,60 \text{ m} = 4,08 \text{ kN/m}$$

- Lajes

Pavimento tipo

Carga Acidental $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (dormitório, sala, cozinha)

Carga Acidental $Q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (área de serviço e circulação)

Carga Acidental $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (escada)

Carga Permanente $G = 3,25 \text{ kN/m}^2$

($9 \text{ cm} = 0,09 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2$)

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

Cobertura

$Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 3,25 \text{ kN/m}^2$

($9 \text{ cm} = 0,09 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2$)

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

Escada

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Casa de Máquina

$Q = 7,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$(10 \text{ cm} = 0,10 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2)$$

Piso reservatório

$$Q = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ (água)}$$

$$G = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$(10 \text{ cm} = 0,10 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2)$$

Cobertura reservatório

$$Q = 0,5 \text{ kN/m}^2 + 2,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (possibilidade de empoçamento)} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$(9 \text{ cm} = 0,09 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2)$$

$$(Impermeabilização = 1,0 \text{ kN/m}^2)$$

7.4.1.1 Ações das lajes

As cargas verticais devidas às lajes foram obtidas pelo método de analogia de grelha através do programa *Eberick V7* (2012). Tendo como base a planta baixa da arquitetura do pavimento tipo, cobertura e ático, fez-se o lançamento da estrutura.

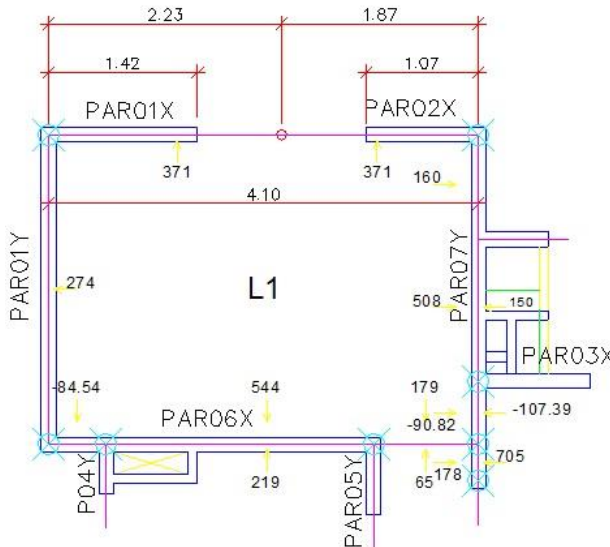
Como o *Eberick V7* (2012) é um programa para análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado e que não possui o elemento estrutural parede, é necessário modelar a estrutura com vigas e pilares. No encontro das paredes, foram inseridos pilares de 14x14cm, para simular os apoios das vigas. As paredes foram lançadas como vigas de 14 x 260 cm o que as torna suficientemente rígidas para que funcionem como apoios indeslocáveis.

As lajes maciças foram lançadas com 9 cm de espessura no pavimento tipo, com cargas acidentais e permanentes conforme descrito anteriormente. Foram consideradas simplesmente apoiadas com exceção das sacadas que, além de apoiarem-se sobre as vigas de alvenaria mostradas na planta de forma do tipo, no Apêndice A, são engastadas nas lajes contíguas das salas. No meio do vão de cada abertura de porta e janela foi inserido um nó para que o programa separasse as reações das lajes de cada parede por trechos entre eixos de aberturas. As paredes de shafts, peitoris das áreas de serviço e sacadas foram consideradas paredes de vedação, atuando como cargas lineares nas lajes, assim como as paredes junto à porta do elevador.

Fez-se o mesmo procedimento para o pavimento cobertura com as devidas cargas permanentes e acidentais e no pavimento ático com a adição das cargas devidas as caixas d'água e casa de máquinas. Após o processamento da estrutura foi possível obter as reações das lajes por metro para cada trecho de parede em todos pavimentos. A figura 31

mostra as reações da laje L1 nas paredes 01X, 02X, 06X, 01Y e 07Y no pavimento tipo.

Figura 31 - Reações da laje 1 nas paredes 01X, 2X, 06X, 01Y e 07Y no pavimento tipo.



Fonte: Autor

Posteriormente foram geradas as plantas de formas do pavimento tipo, cobertura, casa de máquinas/barrilete, reservatório e cobertura da reservatório que foram editadas no ZWCAD (2011) e são mostradas nos Apêndices A e B. No EberickV7 (2012) é possível fazer o projeto estrutural completo das estruturas de concreto armado do edifício exemplo, como as armaduras das lajes, a estrutura do pilotis, as fundações e planta de cargas, mas como indicado anteriormente, não fazem parte do escopo desse trabalho.

Com os comprimentos das paredes e dos trechos das reações das lajes definidos foi possível montar uma planilha para o cálculo dos carregamentos das lajes em todas as paredes. As reações das lajes adjacentes a cada parede foram inseridas em duas colunas independentes. Assim, nas paredes X as reações das lajes acima e abaixo da parede serão computadas em duas colunas, L1 e L2, e nas paredes Y as reações das lajes a esquerda (L1) e a direita (L2). Além disso, para um mesmo lado podem existir vários valores de reações pois cada parede pode apoiar mais de uma laje e ter mais de uma abertura adjacente. Ao final da planilha tem-se as cargas das lajes para todas as paredes. Isso

foi feito para o pavimento tipo e demais pavimentos. Os resultados das paredes do pavimento tipo são mostrados nas tabelas 10 e 11. As cargas da lajes do pavimento cobertura, casa de máquinas/barrilete, reservatório e cobertura do reservatório se encontram no Apêndice C.

Tabela 10 - Cargas das lajes do pavimento tipo nas paredes X.

Parede	Reações (kN / m)		L1 + L2 (kN / m)	Comp. (m)	Carga Total (kN)
	L1	L2			
PAR01X	6,61	0,00	6,61	1,42	9,39
PAR02X	8,79	0,00	8,79	1,07	9,40
PAR03X	12,39	10,84	23,24	1,07	24,86
PAR04X	7,25	5,87	13,12	0,94	12,33
PAR05X	4,34	0,00	4,34	0,47	2,04
PAR06X	6,45	2,50	8,94	3,1	27,73
PAR07X	5,57	0,00	5,57	0,67	3,73
PAR08X	5,05	2,87	7,92	2,62	20,74
PAR09X	7,86	6,27	14,12	1,02	14,40
PAR10X	6,42	6,42	12,83	3,48	44,66
PAR11X	5,60	5,15	10,75	5,09	54,73
PAR12X	4,18	2,10	6,28	1,02	6,41
PAR13X	0,78	0,00	0,78	2,55	1,98
PAR14X	4,34	0,00	4,34	0,47	2,04

Fonte:Autor

Tabela 11 - Cargas das lajes do pavimento tipo nas paredes Y.

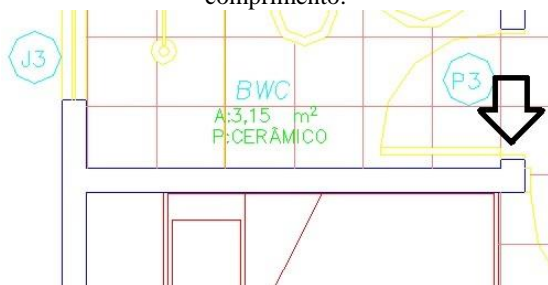
Parede	Reações (Kgf / m)		L1 + L2 (kN / m)	Comp. (m)	Carga Total (kN)
	L1	L2			
PAR01Y	3,38	0,00	3,38	2,95	9,97
PAR02Y	4,14	0,00	4,14	1,33	5,51
PAR03Y	4,10	0,00	4,10	1,34	5,49
PAR04Y	5,41	0,00	5,41	0,47	2,54
PAR05Y	5,98	3,68	9,67	0,67	6,48
PAR06Y	4,85	3,22	8,08	3,05	24,63
PAR07Y	4,30	3,93	8,23	3,37	27,74
PAR08Y	5,43	5,33	10,76	4,12	44,32
PAR09Y	4,63	1,49	6,12	4,05	24,80
PAR10Y	6,73	4,52	11,25	4,05	45,57

Fonte:Autor

7.4.1.2 Cargas devido ao peso próprio das paredes

Após a definição das paredes estruturais também é possível fazer o cálculo das cargas devido ao peso próprio das paredes. Para isso foi utilizada uma planilha na qual entrou-se com os nomes das paredes, comprimento, peso por m^2 das paredes estruturais externas, internas, e altura das paredes. Para cada parede é computada a quantidade, altura e largura da abertura adjacente, assim o peso das paredes sob e sobre aberturas é lançado metade para cada parede adjacente. Quando existe um pequeno trecho de parede (que não foi considerado como estrutural) interconectado a uma parede estrutural, seu peso próprio entra como carga gravimétrica dessa parede, como ilustrado na figura 32. Esse procedimento foi feito para todos os pavimentos. Com isso obtém-se as cargas por metro de todas as paredes estruturais. Os resultados das paredes do pavimento tipo são mostrados nas tabelas 12 e 13. As cargas das paredes da platibanda, casa de máquinas/barrilete e reservatório se encontram no Apêndice D.

Figura 32 – Trecho estrutural da parede PAR08X não considerado no seu comprimento.



Fonte: Autor

Tabela 12 - Cargas devido ao peso próprio das paredes X do pavimento tipo.

Parede	Comprimento (m)	Total (kN / m)	Total (kN)
PAR01X	1,42	8,95	12,70
PAR02X	1,07	9,63	10,30
PAR03X	1,07	7,55	8,08
PAR04X	0,94	9,62	9,04
PAR05X	0,47	10,80	5,07
PAR06X	3,10	7,03	21,81
PAR07X	0,67	11,59	7,77
PAR08X	2,62	7,37	19,32
PAR09X	1,02	7,38	7,53
PAR10X	3,48	6,14	21,35
PAR11X	5,09	6,44	32,79
PAR12X	1,02	7,38	7,53
PAR13X	2,55	6,86	17,50
PAR14X	0,47	10,80	5,07

Fonte: Autor

Tabela 13 - Cargas devido ao peso próprio das paredes Y do pavimento tipo.

Parede	Comprimento (m)	Total (kN / m)	Total (kN)
PAR01Y	2,95	6,86	20,25
PAR02Y	1,33	10,75	14,30
PAR03Y	1,34	9,98	13,37
PAR04Y	0,47	10,23	4,81
PAR05Y	0,67	7,55	5,06
PAR06Y	3,05	6,31	19,24
PAR07Y	3,37	7,02	23,66
PAR08Y	4,12	6,99	28,81
PAR09Y	4,05	6,99	28,33
PAR10Y	4,05	6,99	28,33

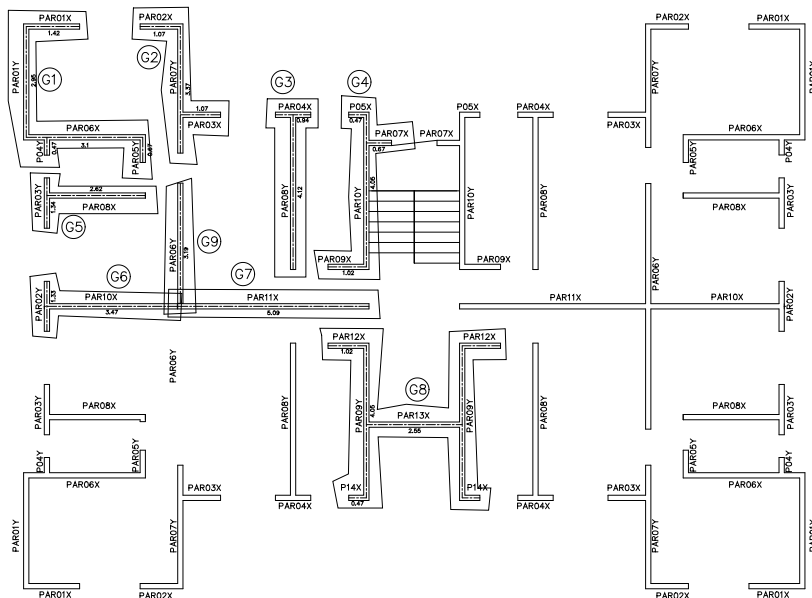
Fonte: Autor

7.4.1.3 Distribuição das Cargas Verticais

Para a distribuição das cargas verticais foi adotado o procedimento dos grupos isolados de paredes descrito no item 5.1.1.4.A de limitação de grupos foi feita considerando-se a separação por

aberturas. Os nomes das paredes e os grupos considerados são apresentados na figura 33. Foram considerados nove grupos de paredes. Por possuir os mesmos carregamentos e geometria as demais paredes são consideradas simétricas e serão dimensionadas igualmente as pertencentes aos grupos.

Figura 33 - Grupos isolados de paredes.



Fonte: Autor

Como já visto, dentro do conceito de grupos isolados de paredes interessa determinar a resultante de cargas verticais presente em cada grupo, em cada nível da edificação. Essa carga é distribuída de maneira uniforme pela área total em planta do grupo de paredes. A determinação é feita de forma cumulativa do topo para a base de cada um dos grupos.

Natabela14 são mostradas as resultantes dos pesos próprios dos grupos de parede para o pavimento tipo.

Natabela15 são mostradas as resultantes das cargas das lajes nos grupos de parede para o pavimento tipo. No Apêndice E são mostradas as resultantes das cargas das lajes nos grupos de parede no pavimento para o pavimento cobertura e nas paredes da casa de máquinas, barrilete, reservatório e cobertura do reservatório.

Tabela 14 - Resultantes dos pesos próprios dos grupos de parede para o pavimento tipo.

PESO PRÓPRIO DAS PAREDES DO PAVIMENTO TIPO						
GRUPOS	PAREDES	(kN / m)	Comp .(m)	(kN)	Quant.	Total (kN)
G1	1X,6X,1Y,4Y,5Y	7,51	8,61	64,63	4	259
G2	2X,3X,7Y	7,63	5,51	42,04	4	168
G3	4X,8Y	7,48	5,06	37,85	4	151
G4	5X,7X,9X,10Y	7,84	6,21	48,70	2	97
G5	8X,3Y	8,25	3,96	32,69	4	131
G6	10X,2Y	7,41	4,81	35,66	2	71
G7	11X	6,44	5,09	32,79	2	66
G8	12X(2),13X,14X(2),9Y(2)	7,29	13,63	99,36	1	99
G9	6Y	6,31	3,05	19,24	4	77
				PESO TOTAL		1120

Fonte: Autor

Tabela 15 - Resultantes das cargas das lajes nos grupos de parede para o pavimento tipo.

Grupo	Paredes	Comp. (m)	G+Q (kN/m)	G+Q (kN)	Quant .	Total (kN)
1	1X,6X,1Y,4Y,5Y	8,61	6,52	56,11	4	224,4
2	2X,3X,7Y	5,51	11,25	62,00	4	248,0
3	4X,8Y	5,06	11,20	56,65	4	226,6
4	5X,7X,9X,10Y	6,21	10,59	65,75	2	131,5
5	8X,3Y	3,96	6,62	26,23	4	104,9
6	10X,2Y	4,81	10,43	50,17	2	100,3
7	11X	5,09	10,75	54,73	2	109,5
8	12X(2),13X,14X(2),9Y(2)	13,63	5,02	68,47	1	68,5
9	6Y	3,05	8,08	24,63	4	98,5
CARGA TOTAL PAV. TIPO						1312,2

Fonte: Autor

Cada pavimento tipo tem a carga total de $1120 + 1312 = 2432$ kN. O peso total do edifício somando-se os seis pavimentos tipo, o pavimento cobertura, casa de máquinas e reservatório, é igual a $6 \times 2432 + 1070 = 15662$ kN.

Com base nos resultados encontrados em cada pavimento, pode-se acumular as cargas verticais em cada grupo, encontrando os valores junto à base de cada parede em cada um dos pavimentos escolhidos para a análise. É o que se apresenta na tabela 16, que resume a distribuição de ações verticais no edifício. Os valores apresentados incluem o peso próprio das paredes.

Tabela 16 - Resultantes N_k (em kN) das cargas acumuladas em cada grupo na base das paredes em cada pavimento.

Grupos	Paredes	COBERTURA	6 PAV	5 PAV	4 PAV	3 PAV	2 PAV	1 PAV
1	1X,6X,1Y,4Y,5Y	12,5	133,2	253,9	374,7	495,4	616,1	736,9
2	2X,3X,7Y	4,7	108,7	212,8	316,8	420,9	524,9	629,0
3	4X,8Y	3,1	97,6	192,1	286,6	381,1	475,6	570,0
4	5X,7X,9X,10Y	145,4	259,8	374,3	488,7	603,2	717,6	832,1
5	8X,3Y	0,7	59,6	118,5	177,5	236,4	295,3	354,2
6	10X,2Y	0,8	86,6	172,5	258,3	344,1	429,9	515,8
7	11X	67,6	155,1	242,6	330,2	417,7	505,2	592,7
8	12X(2),13X,14X(2),9Y(2)	324,1	491,9	659,7	827,6	995,4	1163,3	1331,1
9	6Y	0,0	43,9	87,7	131,6	175,5	219,4	263,2

Fonte: Autor

Com os valores das resultantes em cada nível, pode-se obter o carregamento linear em cada grupo, bastando dividir essas resultantes pelo comprimento das paredes do grupo. É o que foi feito na tabela 17.

Tabela 17 - Carregamento linear N_k / L (kN/m) acumulado em cada grupo na base das paredes em cada pavimento.

Grupos	Paredes	COBERTURA	6 PAV	5 PAV	4 PAV	3 PAV	2 PAV	1 PAV
1	1X,6X,1Y,4Y,5Y	1,4	15,5	29,5	43,5	57,5	71,6	85,6
2	2X,3X,7Y	0,9	19,7	38,6	57,5	76,4	95,3	114,2
3	4X,8Y	0,6	19,3	38,0	56,6	75,3	94,0	112,7
4	5X,7X,9X,10Y	23,4	41,8	60,3	78,7	97,1	115,6	134,0
5	8X,3Y	0,2	15,1	29,9	44,8	59,7	74,6	89,4
6	10X,2Y	0,2	18,0	35,9	53,7	71,5	89,4	107,2
7	11X	13,3	30,5	47,7	64,9	82,1	99,3	116,4
8	12X(2),13X,14X(2),9Y(2)	23,8	36,1	48,4	60,7	73,0	85,3	97,7
9	6Y	0,0	14,4	28,8	43,2	57,5	71,9	86,3

Fonte: Autor

Com os resultados encontrados na tabela 17 é possível fazer o dimensionamento à compressão, detalhado no item 7.5.1 e após a obtenção dos esforços horizontais também é possível fazer o dimensionamento à flexão composta, mostrado no item 7.5.2 e ao cisalhamento, mostrado no item 7.5.3.

7.4.2 Ações Horizontais

As ações horizontais a serem consideradas incluem a força do vento e o desaprumo.

7.4.2.1 Desaprumo

Considerando a altura do edifício de 19,01m, tem-se ângulo de desaprumo igual a:

$$\theta_a = 1/100\sqrt{H}$$

$$\theta_a = 1/100\sqrt{19,01} = 0,00229 \text{ rad}$$

Como o peso do pavimento tipo é igual a 2432 kN, a força horizontal a ser considerada em cada pavimento é igual a:

$$F_\theta = P \cdot \theta$$

$$F_\theta = 2432 \cdot 0,00229 = 5,58 \text{ kN}$$

7.4.2.2 Vento

Conforme visto no item 5.1.2.1, as ações horizontais devidas ao vento são determinadas a partir de expressões retiradas da NBR 6123 (1988).

Iniciou-se o cálculo com a obtenção da velocidade básica do vento através do mapa de isopletas da norma. O edifício exemplo está localizado em Florianópolis onde a velocidade básica do vento é de 43m/s. Adotou-se o valor do fator S_1 (fator topográfico) igual a 1 para terrenos planos ou fracamente ondulados. Fator S_3 (fator baseado em conceitos estatísticos) igual a 1 para edificações para residências. O fator S_2 (fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno) foi obtido através da fórmula:

$$S_2 = b \times F_r \times (z/10)^p$$

onde:

b - Parâmetro meteorológico;

p - Parâmetro meteorológico;

F_r - Fator de rajada, sempre o correspondente à categoria II;

Z - Cota (m).

Para o cálculo do fator S_2 escolheu-se a categoria IV (Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona urbanizada), e classe B (Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m), assim tem-se: $F_r = 0,98$, $b = 0,85$ e $p = 0,125$.

É necessário calcular o fator S_2 para cada pavimento do edifício exemplo, ou seja, para cada cota Z , assim temos os valores de S_2 na tabela 18.

Tabela 18 - Valores de S_2 para cada pavimento.

PAVIMENTO	Z (m)	S_2
1 PAV	5,56	0,774
2 PAV	8,25	0,813
3 PAV	10,94	0,842
4 PAV	13,63	0,866
5 PAV	16,32	0,886
6 PAV	19,01	0,903

Fonte: Autor

Com V_0 , S_1 , S_2 e S_3 definidos é possível calcular V_k (velocidade característica do vento) para cada pavimento através da equação:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

Os valores de V_k , em m/s, para cada pavimento são mostrados na tabela 19.

Tabela 19 - Valores de V_k para cada pavimento.

PAVIMENTO	V_k (m/s)
1 PAV	33,3
2 PAV	35,0
3 PAV	36,2
4 PAV	37,2
5 PAV	38,1
6 PAV	38,8

Fonte: Autor

Encontrados os valores de V_k , é possível calcular a pressão dinâmica do vento pela fórmula: $q = 0,613 \times V_k^2$

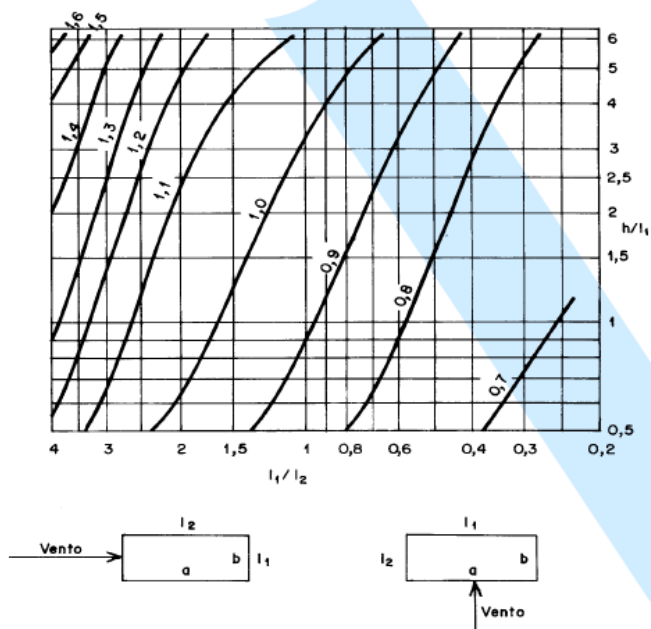
Os valores de q , em N/m^2 , para cada pavimento são mostrados na tabela 20.

Tabela 20 - Valores de q para cada pavimento.

PAVIMENTO	q (N/m ²)
1 PAV	679,1
2 PAV	749,6
3 PAV	804,3
4 PAV	849,8
5 PAV	888,9
6 PAV	923,5

Fonte: Autor

Para o cálculo do coeficiente de arrasto C_a foi considerado o edifício em vento de alta turbulência, segundo item 6.5.3 da NBR 6123. Sendo assim, para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, é necessário usar o gráfico da figura 5 da referida norma, reproduzido na figura 34.

Figura 34 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência

Fonte: NBR 6123(1988)

Os coeficientes de arrasto são obtidos nesta figura em função das relações H/L_1 e L_1/L_2 , onde: H é a altura do edifício, L_1 é a dimensão em

planta perpendicular ao vento e L_2 é a dimensão em planta paralela ao vento nas direções X e Y . Lembrando que, segundo a norma, se o vento puder passar livremente pelos dois extremos do corpo, o valor de H a considerar para o cálculo da relação H/L_1 deve ser a metade do comprimento do corpo.

Assim, temos a altura H igual a $19,01/2 = 9,51$ m. Para o vento incidindo na direção X : $L_1 = 15,10$ m, $L_2 = 20,85$ m, $H/L_1 = 0,63$, $L_1/L_2 = 0,72$ e para o vento na direção Y : $L_1 = 20,85$ m, $L_2 = 15,10$ m, $H/L_1 = 0,46$, $L_1/L_2 = 1,38$.

Com esses dados foram obtidos os valores do C_a para vento de alta turbulência nas direções X e Y através do gráfico reproduzido na figura 34:

- C_a (direção X) igual a 0,8 e C_a (direção Y) igual a 0,9.

Para o cálculo da força de arrasto F_a falta saber a área frontal efetiva em cada direção para cada pavimento. No pavimento tipo a área frontal efetiva é a largura multiplicada pela altura do pavimento. Lembrando que no último pavimento (6º pavimento) deve ser somada a área do pavimento ático.

Com as áreas frontais efetivas, C_a e q definidos é possível calcular F_a para cada pavimento em cada direção através da equação $F_a = C_a \times q \times A_e$. Os valores encontrados são mostrados nas tabelas 21 e 22.

Tabela 21 - Valores de F_a na direção X para cada pavimento.

PAVIMENTO	C_a	q (kN/m ²)	A_e (m ²)	F_a (kN)
1 PAV	0,8	0,68	40,62	22,1
2 PAV	0,8	0,75	40,62	24,4
3 PAV	0,8	0,80	40,62	26,1
4 PAV	0,8	0,85	40,62	27,6
5 PAV	0,8	0,89	40,62	28,9
6 PAV	0,8	0,92	91,35	67,5

Fonte: Autor

Tabela 22 - Valores de F_a na direção Y para cada pavimento.

PAVIMENTO	C_a	q (kN/m ²)	A_e (m ²)	F_a (kN)
1 PAV	0,9	0,68	56,09	34,3
2 PAV	0,9	0,75	56,09	37,8
3 PAV	0,9	0,80	56,09	40,6
4 PAV	0,9	0,85	56,09	42,9
5 PAV	0,9	0,89	56,09	44,9
6 PAV	0,9	0,92	73,95	61,5

Fonte: Autor

7.4.2.3 *Força horizontal total*

Em cada pavimento, soma-se vento e desaprumo e obtém-se a ação horizontal.

7.4.2.4 *Distribuição das Ações Horizontais*

Para a distribuição das ações horizontais entre as paredes de contraventamento utilizou-se o modelo de barras isoladas, proposto pelo Manual de Alvenaria, ABCI(1990), discutido no item 5.1.2.1, e considerada a torção devido a excentricidade do vento prevista em norma.

Nesse modelo, a força horizontal em cada parede de contraventamento é proporcional à rigidez destas. Havendo um momento de torção em planta, cada parede estará ainda sujeita a uma parcela de força adicional para equilibrar esse momento.

Quando há torção, a tentativa de giro em planta do edifício mobiliza paredes de contraventamento X e Y e, portanto, paredes das duas direções devem participar do modelo. Por isso, determinou-se a inércia de cada parede no cálculo da torção, não levando-se em conta a contribuição das abas. Desta forma, considerando paredes nas duas direções, não houve sobreposição de paredes, pois um trecho da parede da outra direção não foi contada como aba.

Outra observação pertinente diz respeito à necessidade de incluir esforços de torção do edifício. É certo que o edifício sofrerá esforços de torção – mesmo se a planta for duplamente simétrica, haverá torção devido à ação do vento que nunca é uniformemente distribuída na fachada. No caso de edifícios baixos, como o edifício exemplo, com paredes bem distribuídas nas duas direções, muito provavelmente o

modelo de paredes em balanço sem consideração da torção é suficiente (PARSEKIAN E SOARES, 2011).

A rigidez de cada painel depende da sua inércia, módulo de elasticidade e altura. Segundo a NBR 15961-1 (2011), o valor do módulo de elasticidade da alvenaria pode ser adotado igual a $800 f_{pk}$ e o coeficiente de Poisson igual a 0,20.

No caso do edifício exemplo adotou-se um f_{pk} médio para todos pavimentos igual a 3,0 MPa, obtendo-se o valor do módulo de deformação longitudinal da alvenaria igual a 2,4 GPa. A altura de todas paredes é igual a 2,60 m e a inércia de todas paredes já foi calculada anteriormente. Com isso, tem-se todos os dados para o cálculo da rigidez de cada parede.

Para o cálculo da rigidez relativa de cada parede é preciso multiplicar a rigidez de cada uma pelo número de repetições no pavimento e fazer o somatório em cada direção. Dividindo a rigidez de cada parede pelo somatório obtêm-se a rigidez relativa. Na tabela 23 pode-se verificar o valor da soma de todas as rigidezes na direção X igual a 1314297 m^{-1} . Por exemplo, a parede PAR01X, cuja rigidez vale 18746 m^{-1} , deverá resistir a um esforço proporcional a $18746/1314297$ ou 0,98% da força horizontal e do momento total em cada andar. Os valores obtidos são mostrados nas tabelas 23 e 24.

Tabela 23 - Rigidez e rigidez relativa das paredes na direção X.

Parede	Rigidez (m ⁻¹)	Repetições	Rigidez total (m ⁻¹)	Quinhão
PAR01X	18746	4	74985	0,98%
PAR02X	10593	4	42372	0,51%
PAR03X	13166	4	52663	0,63%
PAR04X	3662	4	14646	0,29%
PAR05X	1076	2	2152	0,08%
PAR06X	84821	4	339283	5,88%
PAR07X	4004	2	8007	0,31%
PAR08X	56179	4	224716	3,59%
PAR09X	9555	2	19110	0,46%
PAR10X	79393	2	158786	5,52%
PAR11X	128387	2	256774	13,39%
PAR12X	9555	2	19110	0,46%
PAR13X	98682	1	98682	11,80%
PAR14X	1505	2	3010	0,11%
Somatórios:			1314297	

Fonte: Autor

Tabela 24 - Rigidez e rigidez relativa das paredes na direção Y.

Parede	Rigidez (m ⁻¹)	Repetições	Rigidez total (m ⁻¹)	Quinhão
PAR01Y	66294	4	265175	4,02%
PAR02Y	9288	2	18576	0,56%
PAR03Y	10035	4	40140	0,61%
PAR04Y	1040	4	4162	0,06%
PAR05Y	3616	4	14464	0,22%
PAR06Y	44014	4	176055	2,67%
PAR07Y	83705	4	334819	5,07%
PAR08Y	88758	4	355032	5,38%
PAR09Y	111435	2	222871	6,75%
PAR10Y	109530	2	219060	6,64%
Somatórios:			1650353	

Fonte: Autor

Assim é possível calcular a porcentagem dos esforços horizontais de cada pavimento que cada parede absorverá.

Na tabela 25 estão anotados os esforços de vento e desaprumo em cada pavimento do edifício para a direção *X*. O momento em cada pavimento é calculado multiplicando-se cada F_{total} pela distância entre o andar em que se quer calcular o momento e o andar em que cada força é aplicada.

Tabela 25 - Esforços de vento e desaprumo em cada pavimento na direção *X*.

VENTO X – ESFORÇOS VENTO E DESAPRUMO					
Pavimento:	F_a (kN)	$F_{desaprumo}$ (kN)	F_{total} (kN)	$F_{acumulado}$ (kN)	Momento (kN.m)
6	67,5	4,4	71,9	71,9	193,4
5	28,9	5,1	34,0	105,9	478,3
4	27,6	5,1	32,7	138,6	851,2
3	26,1	5,1	31,2	169,8	1308,0
2	24,4	5,1	29,5	199,3	1844,2
1	22,1	5,1	27,2	226,5	2453,4

Fonte: Autor

7.4.2.5 *Esforços em cada parede – sem torção*

Nas tabelas 26 e 27 são mostrados os esforços cortantes e nas tabelas 28 e 29 os momentos fletores para cada parede em cada pavimento. Conforme comentado, cada parede irá resistir a uma parcela de esforço proporcional à sua rigidez.

Tabela 26 - Esforço cortante por parede em cada pavimento na direção
X

F (kN) POR PAREDE - VENTO E DESAPRUMO							
Parede	Quinhão	6	5	4	3	2	1
PAR01	0,98%	0,70	1,04	1,36	1,66	1,95	2,22
PAR02	0,51%	0,37	0,54	0,71	0,87	1,02	1,16
PAR03	0,63%	0,45	0,67	0,87	1,07	1,25	1,42
PAR04	0,29%	0,21	0,30	0,40	0,49	0,57	0,65
PAR05	0,08%	0,06	0,09	0,11	0,14	0,16	0,19
PAR06	5,88%	4,23	6,23	8,15	9,99	11,72	13,32
PAR07	0,31%	0,22	0,33	0,43	0,53	0,62	0,71
PAR08	3,59%	2,58	3,80	4,97	6,10	7,15	8,13
PAR09	0,46%	0,33	0,49	0,64	0,78	0,91	1,04
PAR10	5,52%	3,97	5,85	7,66	9,38	11,01	12,51
PAR11	13,39%	9,63	14,18	18,56	22,75	26,69	30,33
PAR12	0,46%	0,33	0,49	0,64	0,78	0,91	1,04
PAR13	11,80%	8,49	12,50	16,36	20,05	23,52	26,73
PAR14	0,11%	0,08	0,12	0,16	0,19	0,23	0,26

Fonte: Autor

Tabela 27– Momento fletor por parede em cada pavimento na direção X

M (KN.m) POR PAREDE - VENTO E DESAPRUMO							
Parede	Quinhão	6	5	4	3	2	1
PAR01	0,98%	1,89	4,68	8,33	12,81	18,05	24,02
PAR02	0,51%	0,99	2,46	4,37	6,72	9,47	12,60
PAR03	0,63%	1,22	3,00	5,35	8,22	11,58	15,41
PAR04	0,29%	0,55	1,37	2,43	3,74	5,27	7,01
PAR05	0,08%	0,16	0,40	0,70	1,08	1,52	2,03
PAR06	5,88%	11,38	28,13	50,07	76,94	108,47	144,31
PAR07	0,31%	0,60	1,49	2,66	4,09	5,76	7,66
PAR08	3,59%	6,94	17,17	30,55	46,95	66,19	88,05
PAR09	0,46%	0,89	2,19	3,90	6,00	8,45	11,25
PAR10	5,52%	10,69	26,42	47,02	72,26	101,87	135,52
PAR11	13,39%	25,91	64,06	114,00	175,18	246,98	328,57
PAR12	0,46%	0,89	2,19	3,90	6,00	8,45	11,25
PAR13	11,80%	22,83	56,45	100,46	154,39	217,67	289,57
PAR14	0,11%	0,22	0,55	0,98	1,50	2,12	2,82

Fonte: Autor

7.4.2.6 Esforços em cada parede – com torção

No edifício exemplo foi considerada a excentricidade da força de arrasto, em relação ao eixo vertical geométrico, igual a 7,5% do comprimento da fachada onde o vento incide, conforme item 6.6.2 da NBR 6123 (1988). No caso da direção X, a fachada tem 15,1 m e, portanto, a excentricidade é igual a $0,075 \times 15,1 = 1,13$ m. Na direção Y, a fachada tem 20,85 m e a excentricidade é igual a $0,075 \times 20,85 = 1,56$ m. Multiplicando-se a força de arrasto pela excentricidade, chega-se ao momento torsor em cada pavimento mostrado natabela28.

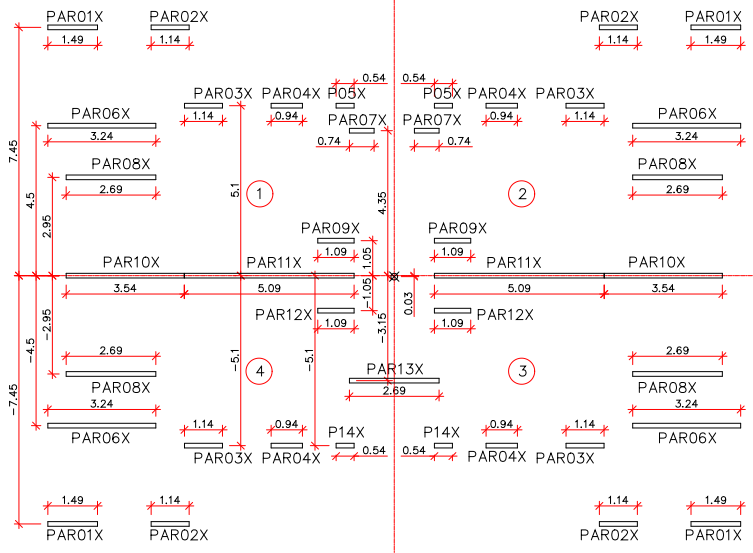
Tabela 28 - Momentos torsores em cada pavimento na direção X

VENTO X – MOMENTOS TORSORES				
Pavimento:	F _a (kN)	F _{acuml} (kN)	Excentricidade 0,075x15,1 (m)	Momento torsor (kN.m)
6	67,5	67,5	1,13	76,4
5	28,9	96,4	1,13	109,1
4	27,6	124,0	1,13	140,4
3	26,1	150,1	1,13	170,0
2	24,4	174,5	1,13	197,6
1	22,1	196,6	1,13	222,6

Fonte: Autor

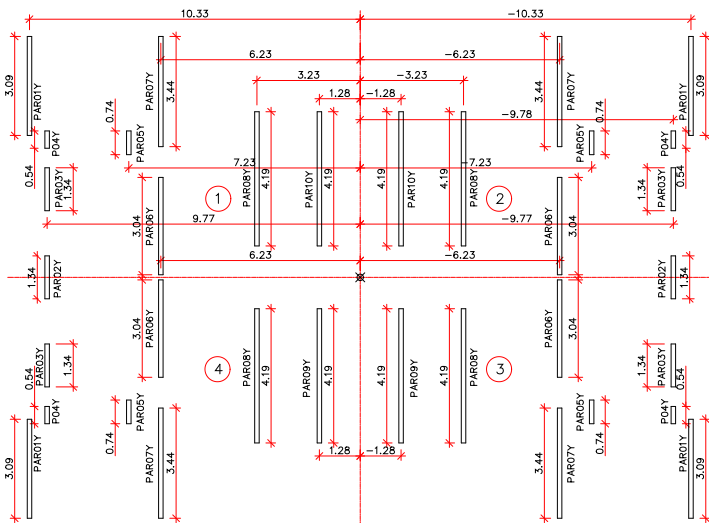
A força adicional, devido a torção, em cada parede foi equacionada no item 5.1.2.1. Como já dito, apenas os esforços desfavoráveis devem ser somados. As figuras 35 e 36 mostram as paredes da direção X e Y, sem consideração das abas, seus comprimentos e distâncias dos seus eixos ao centro geométrico do edifício exemplo. Esses dados aparecem nas tabelas 29 e 30 que também trazem os valores do momento de inércia e rigidez à torção de cada parede, com $\Sigma(I_y \cdot y_i^2 + I_x \cdot y_x^2) = 57,95 + 327,48 = 385,43 \text{ m}^6$.

Figura 35 - Características geométricas das paredes X sem consideração das abas.



Fonte: Autor

Figura 36 - Características geométricas das paredes Y sem consideração das abas.



Fonte: Autor

Tabela 29 - Características geométricas das paredes X para o cálculo dos esforços devido a torção.

Parede	t (m)	L (m)	I_y (m ⁴)	n	y	$I_y.y$ (m ⁵)	$n.I_y.y^2$ (m ⁶)
PAR01X	0,14	1,49	0,039	4	7,45	0,288	8,568
PAR02X	0,14	1,14	0,017	4	7,45	0,129	3,837
PAR03X	0,14	1,14	0,017	4	5,10	0,088	1,798
PAR04X	0,14	0,94	0,010	4	5,10	0,049	1,008
PAR05X	0,14	0,54	0,002	2	5,10	0,009	0,096
PAR06X	0,14	3,24	0,397	4	4,50	1,786	32,142
PAR07X	0,14	0,74	0,005	2	4,35	0,021	0,179
PAR08X	0,14	2,69	0,227	4	2,95	0,670	7,905
PAR09X	0,14	1,09	0,015	2	1,05	0,016	0,033
PAR10X	0,14	3,54	0,518	2	0,00	0,000	0,000
PAR11X	0,14	5,09	1,539	2	0,00	0,000	0,000
PAR12X	0,14	1,09	0,015	2	1,05	0,016	0,033
PAR13X	0,14	2,69	0,227	1	3,15	0,715	2,253
PAR14X	0,14	0,54	0,002	2	5,10	0,009	0,096
						$\Sigma I_y.y^2$	57,948

Fonte: Autor

Tabela 30 - Características geométricas das paredes Y para o cálculo dos esforços devido a torção.

Parede	t (m)	L (m)	I_x (m ⁴)	n	x	$I_x.x$ (m ⁵)	$n.I_x.x^2$ (m ⁶)
PAR01Y	0,14	3,09	0,344	4	10,33	3,554	146,778
PAR02Y	0,14	1,34	0,028	2	9,78	0,274	5,364
PAR03Y	0,14	1,34	0,028	4	9,78	0,274	10,729
PAR04Y	0,14	0,54	0,002	4	9,78	0,018	0,702
PAR05Y	0,14	0,74	0,005	4	7,23	0,034	0,987
PAR06Y	0,14	3,04	0,328	4	6,23	2,040	50,805
PAR07Y	0,14	3,44	0,475	4	6,23	2,956	73,614
PAR08Y	0,14	4,19	0,858	4	3,23	2,768	35,703
PAR09Y	0,14	4,19	0,858	2	0,00	0,000	0,000
PAR10Y	0,14	4,19	0,858	2	1,28	1,094	2,790
						$\Sigma I_x.x^2$	327,474

Fonte: Autor

A partir dos dados da parede *PARX01*, anotados na tabela 29 ($I_{yI} = 0,039 \text{ m}^4$, $y_I = 7,45 \text{ m}$), tem-se a força nessa parede para resistir à torção do edifício igual a $(M_T \times 0,039 \times 7,45 / 385,43) = 0,0007538 \times M_T$. Por exemplo, no 4º pavimento, $M_T = 140,4 \text{ kN.m}$ e a força adicional na *PARX01* é igual a $0,0007538 \times 140,4 = 0,10 \text{ kN}$. Os resultados de cada parede na direção *X*, em cada pavimento, são mostrados na tabela 31.

Tabela 31 - Esforço cortante por parede em cada pavimento na direção *X* devido à torção.

F(kN) POR PAREDE - TORÇÃO						
Parede	6	5	4	3	2	1
PAR01X	0,06	0,08	0,10	0,13	0,15	0,17
PAR02X	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07
PAR03X	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05
PAR04X	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
PAR05X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
PAR06X	0,35	0,51	0,65	0,79	0,92	1,03
PAR07X	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
PAR08X	0,13	0,19	0,24	0,30	0,34	0,39
PAR09X	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01
PAR10X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
PAR11X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
PAR12X	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01
PAR13X	0,14	0,20	0,26	0,32	0,37	0,41
PAR14X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01

Fonte: Autor

Para cálculo do momento adicional em cada parede, deve-se multiplicar a força adicional em cada andar pela distância entre o andar em que se quer calcular o momento e o andar em que cada força é aplicada. Por exemplo, para a parede *PARX01* no 4º pavimento, tem-se $M = 0,06 \times 2,68 \times 3 + (0,08 - 0,06) \times 2,68 \times 2 + (0,10 - 0,08) \times 2,68 = 0,65 \text{ kN.m}$. Os resultados de cada parede na direção *X*, em cada pavimento, são mostrados na tabela 32.

Tabela 32 - Momento por parede em cada pavimento na direção X devido à torção.

M(kN.m) DEVIDO A TORÇÃO						
Parede	6	5	4	3	2	1
PAR01X	0,15	0,37	0,65	0,99	1,39	1,83
PAR02X	0,07	0,17	0,29	0,44	0,62	0,82
PAR03X	0,05	0,11	0,20	0,30	0,43	0,56
PAR04X	0,03	0,06	0,11	0,17	0,24	0,31
PAR05X	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,06
PAR06X	0,95	2,30	4,05	6,16	8,61	11,38
PAR07X	0,01	0,03	0,05	0,07	0,10	0,13
PAR08X	0,36	0,86	1,52	2,31	3,23	4,27
PAR09X	0,01	0,02	0,04	0,05	0,08	0,10
PAR10X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
PAR11X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
PAR12X	0,01	0,02	0,04	0,05	0,08	0,10
PAR13X	0,38	0,92	1,62	2,47	3,45	4,56
PAR14X	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,06

Fonte: Autor

7.5 Dimensionamento e verificação

Na tabela 33 são mostrados os valores das características geométricas, do modelo de distribuição das ações horizontais, das paredes da direção X e Y no 1º pavimento, além dos resultados das cargas permanentes e acidentais acumuladas (G e Q); os esforços devidos ao vento e desaprumo (F e M); as tensões devidas ao momento causado pelo vento e desaprumo ($\sigma_{V_{\max}}$ e $\sigma_{V_{\min}}$), as tensões geradas pelas cargas permanentes e acidentais (σ_G e σ_Q), e as tensões de cisalhamento (τ) originadas pelas forças cortantes devidas ao vento e desaprumo.

Tabela 33 - Características geométricas, ações, esforços e tensões nas paredes da direção X e Y no 1º pavimento.

Parede	C. GEOMÉTRICAS			AÇÕES / ESFORÇOS				TENSÕES				
	I (m ⁴)	X _{max} (m)	X _{min} (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	F (kN)	M (kN.m)	$\sigma_{V_{\max}}$ (MPa)	$\sigma_{V_{\min}}$ (MPa)	σ_G (MPa)	σ_Q (MPa)	τ (MPa)
PAR01X	0,073	0,99	0,50	75,53	10,43	2,38	25,85	0,35	0,18	0,54	0,07	0,02
PAR02X	0,034	0,78	0,36	97,71	16,36	1,24	13,42	0,30	0,14	0,70	0,12	0,01
PAR03X	0,041	0,86	0,28	93,97	16,36	1,47	15,97	0,33	0,11	0,67	0,12	0,01
PAR04X	0,010	0,47	0,47	95,84	17,14	0,68	7,33	0,35	0,35	0,68	0,12	0,01
PAR05X	0,003	0,33	0,21	102,26	11,19	0,19	2,09	0,25	0,16	0,73	0,08	0,00
PAR06X	0,921	1,77	1,47	74,31	10,43	14,35	155,68	0,30	0,25	0,53	0,07	0,04
PAR07X	0,011	0,56	0,18	131,30	22,42	0,72	7,80	0,40	0,13	0,94	0,16	0,01
PAR08X	0,416	1,74	0,95	76,93	11,27	8,51	92,32	0,39	0,21	0,55	0,08	0,03
PAR09X	0,030	0,75	0,34	97,82	11,19	1,05	11,35	0,28	0,13	0,70	0,08	0,01
PAR10X	0,878	2,20	1,34	87,72	17,58	12,51	136,52	0,34	0,21	0,63	0,13	0,04
PAR11X	2,622	3,16	1,93	96,03	18,82	30,33	328,57	0,40	0,24	0,69	0,13	0,06
PAR12X	0,030	0,75	0,34	69,93	7,11	1,05	11,35	0,28	0,13	0,50	0,05	0,01
PAR13X	0,993	1,35	1,34	103,93	17,45	27,14	294,13	0,40	0,40	0,74	0,12	0,10
PAR14X	0,004	0,39	0,15	71,90	7,11	0,27	2,88	0,29	0,11	0,51	0,05	0,00

Parede	C. GEOMÉTRICAS			AÇÕES / ESFORÇOS				TENSÕES				
	I (m ⁴)	Y _{max} (m)	Y _{min} (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	F (kN)	M (kN.m)	$\sigma_{V_{\max}}$ (MPa)	$\sigma_{V_{\min}}$ (MPa)	σ_G (MPa)	σ_Q (MPa)	τ (MPa)
PAR01Y	0,633	1,77	1,32	75,53	10,43	9,26	100,38	0,28	0,21	0,54	0,07	0,02
PAR02Y	0,028	0,67	0,67	92,77	16,49	1,44	15,64	0,37	0,37	0,66	0,12	0,01
PAR03Y	0,031	0,75	0,59	86,30	16,10	1,54	16,75	0,40	0,32	0,62	0,12	0,01
PAR04Y	0,003	0,33	0,21	92,36	16,77	0,31	3,38	0,41	0,26	0,66	0,12	0,00
PAR05Y	0,010	0,53	0,21	98,80	10,62	0,66	7,21	0,39	0,15	0,71	0,08	0,01
PAR06Y	0,328	1,52	1,52	75,83	10,62	6,21	67,26	0,31	0,31	0,54	0,08	0,01
PAR07Y	0,838	1,87	1,57	130,82	10,93	11,65	126,26	0,28	0,24	0,93	0,08	0,02
PAR08Y	1,244	2,42	1,77	79,91	11,59	12,35	133,78	0,26	0,19	0,57	0,08	0,02
PAR09Y	1,556	2,23	1,96	104,55	23,74	15,46	167,49	0,24	0,21	0,75	0,17	0,03
PAR10Y	1,707	2,12	2,07	98,04	33,89	15,20	164,65	0,20	0,20	0,70	0,24	0,03

Fonte: Autor

7.5.1 Compressão simples

No edifício exemplo foi adotado o modelo, de distribuição das ações verticais, de grupos isolados de paredes tratado no item 5.1.1.4 e os resultados do carregamento linear acumulado em cada pavimento foi mostrado na tabela 17.

A resistência característica da parede, f_k , é admitida igual a 70% de f_{pk} (prisma característico). Tem-se então:

$$\gamma_f \cdot \frac{N_k}{L} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \times \frac{A}{L}$$

onde:

$$\gamma_f = 1,4 ; \gamma_m = 2,0$$

N_k/L é o carregamento linear acumulado em cada grupo;

$$A = L \times t$$

$$h_{ef} = 2,6\text{m}; t_{ef} = 0,14\text{m}$$

$$f_{pk} \geq \frac{\gamma_f \cdot N_k/L \cdot \gamma_m}{0,7 \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \times t}$$

$$f_{pk} \geq \frac{1,4 \cdot N_k/L \cdot 2,0}{(0,7 \times 0,9 \times 0,14)}$$

$$f_{pk} \geq 31,75 \cdot N_k/L$$

Será demonstrado abaixo, como exemplo, a verificação à compressão simples no grupo 1, paredes 1X, 6X, 1Y, 4Y e 5Y, no 1º pavimento.

Dados:

$$N_k/L = 85,6 \text{ kN/m}$$

Verificação:

$$f_{pk} \geq 31,75 \cdot N_k/L$$

$$f_{pk} \geq 31,75 \cdot 85,6/1000$$

$$f_{pk} \geq 2,72 \text{ MPa}$$

A tabela 34 indica o valor de f_{pk} necessário para cada grupo em cada pavimento analisado. A diferença dos valores em relação ao que seria encontrado pela norma antiga é que o valor da resistência a

compressão do prisma agora é característico e antes era médio. É usual uma diferença de 20% entre o valor médio e característico.

Tabela 34 - Dimensionamento à compressão, valores de f_{dk}

Grupos	Paredes	COBERTURA	6 PAV	5 PAV	4 PAV	3 PAV	2 PAV	1 PAV
1	1X,6X,1Y,4Y,5Y	0,05	0,49	0,94	1,38	1,83	2,27	2,72
2	2X,3X,7Y	0,03	0,63	1,23	1,83	2,43	3,02	3,62
3	4X,8Y	0,02	0,61	1,21	1,80	2,39	2,98	3,58
4	5X,7X,9X,10Y	0,74	1,33	1,91	2,50	3,08	3,67	4,25
5	8X,3Y	0,01	0,48	0,95	1,42	1,90	2,37	2,84
6	10X,2Y	0,01	0,57	1,14	1,70	2,27	2,84	3,40
7	11X	0,42	0,97	1,51	2,06	2,61	3,15	3,70
8	12X(2),13X,14X(2),9Y(2)	0,75	1,15	1,54	1,93	2,32	2,71	3,10
9	6Y	0,00	0,46	0,91	1,37	1,83	2,28	2,74

Fonte: Autor

A verificação à compressão serve apenas como referência pois os esforços devidos as ações laterais foram considerados, portanto a verificação à flexão composta é dimensionante.

7.5.2 Flexão composta nas paredes

No dimensionamento à flexão composta é necessário verificar as máximas tensões de compressão e tração, devendo-se comparar valores característicos e realizar combinações de esforços críticos, separando ações permanentes e variáveis.

7.5.2.1 Verificação da flexo-compressão nas paredes

No caso de edifícios de alvenaria estrutural para a parcela devida a compressão simples deve-se considerar as tensões devidas ao carregamento permanente e acidental e para a parcela da compressão devida à flexão, as tensões devido ao momento causado pelas ações horizontais. É usual haver simultaneamente duas ações variáveis (vento e acidental). Na combinação dessas ações, uma delas pode ser reduzida pelo coeficiente ψ_0 . Como não se sabe qual o caso crítico, devem ser feitas duas combinações, uma reduzindo o vento e outra com redução da carga acidental. Deve-se verificar:

$$i. \frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot \sigma_Q + \gamma_{fg} \cdot \sigma_G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \sigma_{vento}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

e

$$ii. \frac{\gamma_{fq} \cdot \sigma_Q + \gamma_{fg} \cdot \sigma_G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot \sigma_{vento}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

onde:

$$f_k = 0,7 f_{pk};$$

$\psi_0 = 0,6$ para o vento e $\psi_0 = 0,5$ para cargas acidentais;

$$\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,4;$$

$$\gamma_m = 2,0;$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] = \left[1 - \left(\frac{2,60}{40 \cdot 0,14} \right)^3 \right] = 0,9.$$

Substituindo nas equações acima, tem-se:

$$i. \frac{1,4 \cdot 0,5 \cdot \sigma_Q + 1,4 \cdot \sigma_G}{0,9} + \frac{1,4 \cdot \sigma_{vento}}{1,5} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2,0}$$

e

$$ii. \frac{1,4 \cdot \sigma_Q + 1,4 \cdot \sigma_G}{0,9} + \frac{1,4 \cdot 0,6 \cdot \sigma_{vento}}{1,5} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2,0}$$

Simplificando:

$$i. f_{pk} \geq 2,22 \sigma_Q + 4,44 \sigma_G + 2,66 \sigma_{vento}$$

e

$$ii. f_{pk} \geq 4,44 \sigma_Q + 4,44 \sigma_G + 1,60 \sigma_{vento}$$

Será demonstrado abaixo, como exemplo, a verificação à flexo-compressão da parede *PAROIX* no 1º pavimento.

Dados (tabela 33):

$$G = 75,53 \text{ kN/m}; Q = 10,43 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_G = \frac{75,53/10}{14 \text{ cm}} = 0,54 \text{ MPa}; \sigma_Q = \frac{10,43/10}{14 \text{ cm}} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$M_v(\text{vento e desaprumo}) = 25,85 \text{ kN.m}$$

$$X_{max} = 0,99 \text{ m}$$

$$I_y = 0,073 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{v_{max}} = \frac{M_v \cdot X_{max}}{I_y} = \frac{25,85 \cdot 0,99}{0,073 \cdot 1000} = 0,35 \text{ MPa}$$

Verificação:

$$i. f_{pk} \geq 2,22 \sigma_Q + 4,44 \sigma_G + 2,66 \sigma_{vento}$$

$$f_{pk} \geq 2,22 \cdot 0,07 + 4,44 \cdot 0,54 + 2,66 \cdot 0,35$$

$$f_{pk} \geq 3,50 \text{ MPa}$$

$$ii. f_{pk} \geq 4,44 \sigma_Q + 4,44 \sigma_G + 1,60 \sigma_{vento}$$

$$f_{pk} \geq 4,44 \cdot 0,07 + 4,44 \cdot 0,54 + 1,60 \cdot 0,35$$

$$f_{pk} \geq 3,29 \text{ MPa}$$

A tabela 35 indica o valor de f_{pk} mínimo na verificação da flexo-compressão nas paredes da direção X e Y do 6° ao 4° pavimento. E a tabela 36, do 3° ao 1° pavimento.

Tabela 35 - Verificação do f_{pk} mínimo (em MPa) para as paredes do 6° ao 4° pavimento.

Pav	6		5		4	
	i	ii	i	ii	i	ii
PAR01X	0,57	0,55	1,09	1,06	1,65	1,59
PAR02X	0,67	0,66	1,32	1,32	1,99	1,99
PAR03X	0,56	0,55	1,21	1,21	1,90	1,89
PAR04X	0,68	0,67	1,33	1,32	2,01	2,00
PAR05X	0,71	0,71	0,71	1,34	1,99	1,98
PAR06X	0,52	0,50	1,02	1,00	1,56	1,52
PAR07X	1,84	2,01	2,52	2,67	3,24	3,35
PAR08X	0,51	0,49	1,07	1,03	1,66	1,60
PAR09X	0,58	0,57	1,22	1,21	1,88	1,86
PAR10X	0,56	0,55	1,18	1,18	1,84	1,83
PAR11X	0,98	0,97	1,59	1,59	2,24	2,23
PAR12X	0,54	0,53	1,00	0,97	1,48	1,43
PAR13X	1,81	1,95	2,30	2,41	2,84	2,90
PAR14X	0,61	0,59	1,07	1,04	1,55	1,50
PAR01Y	0,55	0,54	1,05	1,04	1,58	1,55
PAR02Y	0,70	0,68	1,33	1,32	2,00	1,98
PAR03Y	0,49	0,47	1,14	1,11	1,82	1,78
PAR04Y	0,58	0,55	1,25	1,22	1,96	1,92
PAR05Y	0,62	0,60	1,29	1,26	2,01	1,93
PAR06Y	0,57	0,56	1,08	1,06	1,62	1,58
PAR07Y	1,62	1,61	2,26	2,25	2,93	2,90
PAR08Y	0,58	0,58	1,10	1,10	1,65	1,63
PAR09Y	0,98	1,18	1,61	1,81	2,26	2,45
PAR10Y	1,12	1,38	1,70	1,99	2,30	2,60

Fonte: Autor

Tabela 36 - Verificação do f_{pk} mínimo (em MPa) para as paredes do 3º ao 1º pavimento.

Pav	3		2		1	
	i	ii	i	ii	i	ii
PAR01X	2,23	2,14	2,23	2,71	3,50	3,29
PAR02X	2,69	2,68	3,42	3,39	4,17	4,11
PAR03X	2,62	2,59	3,36	3,30	4,13	4,04
PAR04X	2,73	2,70	3,47	3,41	4,24	4,14
PAR05X	2,67	2,64	3,36	3,31	4,08	3,99
PAR06X	2,12	2,06	2,71	2,61	3,32	3,17
PAR07X	3,99	4,06	4,78	4,78	5,60	5,53
PAR08X	2,29	2,19	2,96	2,79	3,65	3,42
PAR09X	2,58	2,53	3,29	3,21	4,03	3,91
PAR10X	2,52	2,50	3,23	3,18	3,98	3,89
PAR11X	2,93	2,89	3,65	3,58	4,40	4,28
PAR12X	1,99	1,90	2,53	2,39	3,08	2,90
PAR13X	3,41	3,41	4,01	3,94	4,64	4,49
PAR14X	2,07	1,97	2,61	2,47	3,17	2,97
PAR01Y	2,13	2,08	2,71	2,62	3,31	3,18
PAR02Y	2,70	2,65	3,43	3,35	4,20	4,06
PAR03Y	2,53	2,46	3,29	3,17	4,07	3,90
PAR04Y	2,70	2,63	3,48	3,37	4,29	4,12
PAR03Y	2,75	2,64	3,53	3,35	4,34	4,09
PAR06Y	2,19	2,12	2,79	2,67	3,41	3,24
PAR07Y	3,62	3,57	4,34	4,25	5,08	4,95
PAR08Y	2,21	2,18	2,80	2,75	3,41	3,32
PAR09Y	2,93	3,11	3,62	3,78	4,34	4,46
PAR10Y	2,91	3,23	3,55	3,87	4,20	4,52

Fonte: Autor

A definição do valor de f_{pk} adotado em cada pavimento é feita analisando-se a condição de todas as paredes, admitindo-se a possibilidade de grauteamento de algumas delas, para evitar penalizar todas por causa da mais solicitada.

Em todos pavimentos a parede *PAR07X* é a dimensionante. No 1º e 2º pavimento a combinação *i.*, com o vento como ação variável principal, é a dimensionante. Do 3º ao 6º pavimento a combinação *ii.*,

com a carga accidental das lajes como ação variável principal, é a dimensionante.

- *1º pavimento:*

No 1º pavimento o maior valor do f_{pk} mínimo ocorre na parede PAR07X com o valor de 5,60 MPa.

Adotando-se blocos com resistência característica f_{bk} igual a 6 MPa, com uma eficiência de prisma/bloco f_{pk}/f_{bk} de 0,8 (tabela 4), tem-se um f_{pk} igual a $6 \times 0,8 = 4,8$ MPa.

Há paredes em que é necessário o grauteamento, já que a resistência do prisma sem grauteamento não atende à verificação. Para f_{bk} igual a 6,0 MPa, tem-se uma eficiência de f_{pk}^*/f_{pk} igual a 1,75 (tabela 4), ou seja, f_{pk}^* igual a $4,8 \times 1,75 = 8,4$ MPa.

Analisando a tabela 38 verifica-se que apenas a PAR07X (5,6 MPa) e a PAR07Y (5,08 MPa) ultrapassam o f_{pk} adotado. Considerando a área bruta igual ao dobro da área líquida, é possível adotar graute a cada 2 furos, encontrando um f_{pk}^* igual $4,8 \times 0,5 + 8,4 \times 0,5 = 6,6$ MPa, o que atende o f_{pk} necessário para essas paredes. Lembrando que o grauteamento também deve ser realizado nos flanges.

- *Demais pavimentos:*

Segue na tabela 37, os valores de f_{pk} mínimo para a PAR07X do 2º ao 6º pavimento.

Tabela 37 - Valores de f_{pk} mínimo (em MPa) para a parede PAR07X do 2º ao 6º pavimento.

Pav.	6	5	4	3	2
PAR07X	2,01	2,67	3,35	4,06	4,78

Fonte: Autor

No mercado brasileiro atualmente as fábricas de blocos estruturais de concreto produzem blocos com resistência f_{bk} em MPa de 3,0, 4,0, 6,0, 8,0, 10,0 e assim por diante. Essa regra mercadológica foi levada em conta para especificação do f_{pk} em cada pavimento.

Analisando os valores de f_{pk} mínimo encontrados em cada pavimento pode-se sugerir os valores de f_{bk} para cada pavimento mostrados na tabela 38.

Tabela 38 – Valores de f_{bk} (em MPa) adotados do 2° ao 6° pavimento.

Pav.	6	5	4	3	2
f_{bk}	3,0	4,0	4,0	4,0	6,0

Fonte: Autor

Usando os valores de eficiência prisma/bloco da tabela 4, com f_{pk}/f_{bk} igual a 0,8 para blocos de 3,0 a 6,0 MPa, tem-se os valores de f_{pk} para cada pavimento indicados na tabela 39.

Tabela 39- Valores de f_{pk} (em MPa) adotados do 2° ao 6° pavimento.

Pav.	6	5	4	3	2
f_{pk}	2,4	3,2	3,2	3,2	4,8

Fonte: Autor

Usando os valores de eficiência prisma grauteado/prisma oco da tabela 4, com f_{pk}^*/f_{pk} igual a 2,0 para blocos de 3,0 e 4,0 MPa, e igual a 1,75 para blocos de 6,0 MPa tem-se os valores de f_{pk}^* anotados na tabela 40.

Tabela 40- Valores de f_{pk}^* (em MPa) adotados do 2° ao 6° pavimento.

Pav.	6	5	4	3	2
f_{pk}^*	4,8	6,4	6,4	6,4	8,4

Fonte: Autor

- 2° pavimento:

Analisando os resultados de f_{pk} mínimo no 2° pavimento todas paredes passam na verificação e nenhuma parede precisará ser grauteada.

- 3° pavimento:

No 3° pavimento, as paredes PAR07X (4,06 MPa), PAR13X (3,41 MPa) e PAR07Y (3,62 MPa), não atendem a verificação e precisam ser grauteadas. Considerando a área bruta igual ao dobro da área líquida, é possível adotar graute a cada 2 furos, encontrando um f_{pk}^* igual $3,2 \times 0,5 + 6,4 \times 0,5 = 4,8$ MPa, o que atende o f_{pk} necessário para essas paredes. Lembrando que o grauteamento também deve ser realizado nos flanges.

- 4° pavimento:

No 4° pavimento somente a parede PAR07X (3,35 MPa) ultrapassa o valor do f_{pk} adotado e precisa ser grauteada. Adotou-se graute a cada 2 furos, com f_{pk}^* igual a 4,8 MPa.

- *5º pavimento:*
Analisando os resultados de f_{pk} mínimo no 5º pavimento na tabela 37 todas paredes passam na verificação e nenhuma parede precisará ser grauteada.
- *6º pavimento:*
No 6º pavimento todas paredes atendem a verificação e não precisam ser grauteadas.

7.5.2.1 Verificação da flexo-tração nas paredes

Nas paredes de contraventamento de edifícios, deve-se garantir que a combinação de tensões normais de compressão devido à carga vertical (considerando apenas 90% da carga permanente) somada à tensão normal de tração devido ao momento causado pela força lateral de vento e desaprumo não supere a resistência à tração da alvenaria. Deve-se verificar:

$$i. \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_v \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

onde:

γ_m (coeficiente de minoração da resistência da alvenaria) = 2,0;

γ_{fq} (coeficiente de majoração da ação do vento) = 1,4;

γ_{fg} (coeficiente de majoração da ação permanente com efeito favorável) = 0,9;

Q_v é a máxima tensão de tração devida ao vento e desaprumo;

G é a tensão de compressão simples devida às cargas permanentes;

f_{tk} é a resistência de tração na flexão normal à fiada.

Deve-se então verificar:

$$i. 0,9 \cdot \sigma_G - 1,4 \cdot \sigma_{vento} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

Basicamente, a alvenaria não armada é dimensionada no estádio I, com a máxima tensão de tração inferior à resistida pela alvenaria. Essa resistência depende da resistência média à compressão da argamassa f_a utilizada. Adotou-se para o 1º pavimento uma argamassa com f_a igual a 6,0 MPa. Com isso, de acordo com a tabela 7, a resistência característica

de tração f_{tk} normal a fiada é igual a 0,20 MPa. A resistência de cálculo a tração f_{td} é igual a $0,20/2,0 = 0,10$ MPa.

Será demonstrado abaixo, como exemplo, a verificação a flexo-tração da PAR01X no 1º pavimento.

Dados:

$$\sigma_G = 0,54 \text{ MPa}$$

$$M_v(\text{vento e desaprumo}) = 25,85 \text{ kN.m}$$

$$X_{max} = 0,99 \text{ m}$$

$$I_y = 0,073 \text{ m}^4$$

Verificação:

$$\sigma_v = \frac{M_v \cdot X_{max}}{I_y} = \frac{25,85 \cdot 0,99}{0,073 \cdot 1000} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$i. 0,9 \cdot 0,54 - 1,4 \cdot 0,35 = 0,005(\text{tração}) < 0,10$$

→ *verificação atendida*

A tabela 41 indica os resultados das máximas tensões solicitantes de tração nas paredes dos 6 pavimentos analisados.

Tabela 41 - Verificação da máxima tração nas paredes da direção X nos 6 pavimentos tipo.

Pav	6	5	4	3	2	1
	i	i	i	i	i	i
PAR01X	0,06	0,08	0,08	0,07	0,04	-0,005
PAR02X	0,09	0,14	0,18	0,20	0,21	0,20
PAR03X	0,06	0,11	0,14	0,15	0,15	0,14
PAR04X	0,08	0,12	0,15	0,16	0,15	0,13
PAR05X	0,10	0,17	0,22	0,26	0,29	0,31
PAR06X	0,06	0,09	0,10	0,10	0,09	0,06
PAR07X	0,27	0,31	0,33	0,33	0,31	0,28
PAR08X	0,04	0,06	0,06	0,04	0,01	-0,05
PAR09X	0,07	0,13	0,18	0,21	0,23	0,24
PAR10X	0,06	0,10	0,12	0,12	0,11	0,09
PAR11X	0,13	0,16	0,16	0,15	0,11	0,06
PAR12X	0,06	0,09	0,10	0,10	0,08	0,06
PAR13X	0,27	0,28	0,26	0,23	0,18	0,11
PAR14X	0,08	0,10	0,11	0,10	0,09	0,06
PAR01Y	0,07	0,10	0,12	0,12	0,11	0,09
PAR02Y	0,08	0,12	0,13	0,13	0,11	0,08
PAR03Y	0,04	0,06	0,07	0,06	0,04	-0,01
PAR04Y	0,05	0,08	0,09	0,09	0,06	0,02
PAR05Y	0,06	0,11	0,13	0,13	0,12	0,09
PAR06Y	0,07	0,09	0,10	0,10	0,08	0,05
PAR07Y	0,28	0,34	0,39	0,42	0,44	0,45
PAR08Y	0,07	0,11	0,14	0,16	0,16	0,15
PAR09Y	0,12	0,18	0,24	0,28	0,31	0,34
PAR10Y	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34

Fonte: Autor

Analisando os resultados em todos pavimentos, vê-se que ocorre tração na PAR01X, PAR08X (0,05 MPa) e na PAR03Y (0,01 MPa) somente no 1º pavimento.

Como nenhum valor é superior a f_{td} (0,1MPa), não há necessidade de armar nenhuma parede para resistir aos esforços de tração.

Caso alguma parede apresente tração acima de f_{td} é possível buscar uma solução de projeto antes de efetivamente dimensionar as paredes como alvenaria armada.

7.5.2.2 Hipóteses para evitar trações nas paredes

Segundo Signor (2000), a primeira possibilidade para evitar a tração nas paredes é a obtenção de maior rigidez para o edifício, conseguida pela criação de novas paredes estruturais.

A segunda alternativa é a de grautear-se as paredes com esforços de tração para aumentar seu peso próprio. Pode-se aumentar a carga nas paredes utilizando-se outros artifícios.

Pode-se, por exemplo, aumentar a espessura das lajes ou simplesmente engastá-las. Qualquer uma das alternativas fortalecerá a hipótese do diafragma rígido, sendo portanto benéficas para o edifício.

Outra solução é a criação de juntas construtivas nas paredes com tração, diminuindo assim, a inércia e conseqüentemente a rigidez. Isso faz com que a parede absorva menos esforços laterais resultando numa diminuição da tração. Esse procedimento causa uma redistribuição das rigidezes, portanto, uma redistribuição dos esforços laterais, e com isso, outras paredes podem apresentar problemas.

7.5.3 Verificação do cisalhamento nas paredes

O valor característico da resistência ao cisalhamento f_{vk} depende da resistência média de compressão da argamassa f_a que influencia a aderência inicial τ_0 e do nível de pré-compressão $\mu\sigma$ com coeficiente de atrito $\mu = 0,5$. Como f_a é igual a 6,0 MPa no 1º pavimento, a resistência característica ao cisalhamento vale, de acordo com a tabela 6:

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

σ_G é a tensão normal considerando apenas 90% da carga permanente.

A verificação é atendida quando:

$$\tau_d / f_{vd} < 1$$

onde:

$f_{vd} = f_{vk}/2,0$ é a resistência de cálculo ao cisalhamento;

$\tau_d = 1,4 \cdot \tau_k$ é a tensão de cisalhamento de cálculo.

Para a parede PAR01X no 1º pavimento tem-se:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,54 = 0,39 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = 0,393/2 = 0,20 \text{ MPa}$$

Da tabela 33:

$F_k = 2,38 \text{ kN} \rightarrow$ *esforço horizontal (vento e desaprumo)*

$$A = 1,49 \cdot 0,14 = 0,2086 \text{ m}^2$$

$$\tau_k = 2380 \text{ N}/0,2086 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 1,4 \cdot 0,01 = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\tau_d/f_{vd} = \frac{0,016}{0,2} = 0,08 < 1 \rightarrow \textit{verificação atendida}$$

As tabelas 42 e 43 indicam os valores da tensão normal $0,9\sigma_G$, resistência característica ao cisalhamento f_{vk} , resistência de cálculo ao cisalhamento f_{vd} , tensão de cisalhamento atuante τ , tensão de cisalhamento de cálculo τ_d e a relação τ_d/f_{vd} , nas paredes do 1º pavimento.

Tabela 42 - Verificação do cisalhamento nas paredes da direção X no 1° pavimento.

Parede	$0,9\sigma_G$ (Mpa)	f_{vk} (MPa)	f_{vd} (Mpa)	τ (MPa)	τ_d (MPa)	τ_d/f_{vd}
PAR01	0,49	0,39	0,20	0,01	0,02	0,08
PAR02	0,63	0,46	0,23	0,01	0,01	0,05
PAR03	0,60	0,45	0,23	0,01	0,01	0,06
PAR04	0,62	0,46	0,23	0,01	0,01	0,03
PAR05	0,66	0,48	0,24	0,00	0,00	0,01
PAR06	0,48	0,39	0,19	0,03	0,04	0,23
PAR07	0,84	0,57	0,29	0,01	0,01	0,03
PAR08	0,49	0,40	0,20	0,02	0,03	0,16
PAR09	0,63	0,46	0,23	0,01	0,01	0,04
PAR10	0,56	0,43	0,22	0,03	0,04	0,16
PAR11	0,62	0,46	0,23	0,04	0,06	0,26
PAR12	0,45	0,37	0,19	0,01	0,01	0,05
PAR13	0,67	0,48	0,24	0,07	0,10	0,42
PAR14	0,46	0,38	0,19	0,00	0,00	0,03

Fonte: Autor

Tabela 43 - Verificação do cisalhamento nas paredes da direção Y no 1° pavimento.

Parede	$0,9\sigma_G$ (Mpa)	f_{vk} (MPa)	f_{vd} (Mpa)	τ (MPa)	τ_d (MPa)	τ_d/f_{vd}
PAR01	0,49	0,39	0,20	0,02	0,03	0,15
PAR02	0,60	0,45	0,22	0,01	0,01	0,05
PAR03	0,55	0,43	0,21	0,01	0,01	0,05
PAR04	0,59	0,45	0,22	0,00	0,01	0,03
PAR05	0,64	0,47	0,23	0,01	0,01	0,04
PAR06	0,49	0,39	0,20	0,01	0,02	0,10
PAR07	0,84	0,57	0,29	0,02	0,03	0,12
PAR08	0,51	0,41	0,20	0,02	0,03	0,14
PAR09	0,67	0,49	0,24	0,03	0,04	0,15
PAR10	0,63	0,47	0,23	0,03	0,04	0,16

Fonte: Autor

Analisando os resultados, conclui-se que todas as paredes passaram na verificação ao cisalhamento no 1 pavimento.

Na tabela 44 encontra-se a verificação da resistência ao cisalhamento para todas as paredes dos demais pavimentos.

Tabela 44 - Verificação da resistência ao cisalhamento nas paredes do 2° ao 6° pavimento.

Pav.	6	5	4	3	2
Parede	τ_d/f_vd				
PAR01X	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08
PAR02X	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05
PAR03X	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
PAR04X	0,02	0,04	0,03	0,03	0,03
PAR05X	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
PAR06X	0,15	0,18	0,20	0,21	0,22
PAR07X	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03
PAR08X	0,11	0,13	0,14	0,15	0,16
PAR09X	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04
PAR10X	0,11	0,13	0,15	0,16	0,16
PAR11X	0,16	0,20	0,22	0,24	0,25
PAR12X	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
PAR13X	0,21	0,28	0,33	0,37	0,40
PAR14X	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
PAR01Y	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15
PAR02Y	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
PAR03Y	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05
PAR04Y	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
PAR05Y	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
PAR06Y	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10
PAR07Y	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12
PAR08Y	0,09	0,11	0,13	0,14	0,14
PAR09Y	0,11	0,13	0,14	0,15	0,15
PAR10Y	0,10	0,12	0,14	0,15	0,15

Fonte: Autor

Analisando os resultados, conclui-se que todas as paredes passaram na verificação. Não sendo necessária nenhuma armadura para absorver os esforços devidos ao cisalhamento.

7.5.4 Verificação das cargas concentradas

A pior situação do edifício exemplo no que se refere à concentração de cargas é a da parede *PAR11X*, que sofre o carregamento concentrado no topo do 6º pavimento proveniente do reservatório superior e da casa de máquinas. A carga total é de 53,5 kN, distribuída em uma área de 14 x 14 cm. Além disso as lajes da cobertura aplicam uma carga distribuída de 5,4 kN/m.

No 6º pavimento foi especificado f_{pk} igual a 2,4 MPa, A concentração de cargas da parede *PAR11X* ocorre no topo da parede, ou seja, acima da cinta de respaldo que é formada por blocos canaletas grauteados, portanto considerando eficiência de 100%, possuem um f_{pk}^* (prisma cheio) igual a $2,4 \times 2 = 4,8$ MPa. Como a carga concentrada ocorre na extremidade da parede *PAR11X* não pode-se considerar o aumento de resistência e a verificação é atendida quando:

$$\frac{\gamma_f \cdot F_k}{a \cdot b} \leq 0,7 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m}$$

Então, tem-se:

$$F_k = 53500 \text{ N} + 5400 \text{ N} \cdot 0,14 \text{ m} = 54256 \text{ N}$$

$$\frac{1,4 \cdot 54256}{140 \cdot b} \leq 0,7 \cdot \frac{4,8}{2,0}$$

$$b \geq 323 \text{ mm}$$

Como o comprimento necessário é maior que 14 cm, é necessário a execução de um coxim em concreto armado de 14 x 33 cm para redistribuir a carga concentrada, evitando a ruptura localizada, e com isso atender a verificação de norma.

Outra situação crítica acontece na região dos apoios das vigas da escada, V3 e V4 em que a reação de apoio é de 15kN. A verificação é atendida, quando:

$$\frac{15000 N \cdot 1,4}{(140 \times 140) \text{mm}^2} \leq 1,5 \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{pk}}{2,0}$$

$$f_{pk} \geq 2,04 \text{ MPa}$$

A pior situação ocorre no 6º pavimento onde o f_{pk} é igual a 2,4 MPa. Portanto, a verificação é atendida em todos pavimentos.

7.5.5 Dimensionamento das vigas de alvenaria

7.5.5.1 Flexão

No projeto estrutural existem vigas de alvenaria, como mostrado na planta de formas do pavimento tipo (Apêndice A) e da cobertura e casa de máquinas (Apêndice B). Os valores dos momentos fletores de cálculo das vigas, obtidos do programa *Eberick V7* (2012), aparecem na tabela 45.

Tabela 45 – Momentos de cálculo das vigas de alvenaria do edifício exemplo.

PAV.	TIPO	COB.	C.MÁQ.
	M_d (kN.m)	M_d (kN.m)	M_d (kN.m)
V1	3,31	2,15	21,41
V2	13,63	13,63	11,22
V3	14,05	11,20	5,68
V4	5,93	5,93	-
V5	-11,83	-6,63	-
V6	0,62	0,62	-
V7	-	10,75	-

Fonte: Autor

Será demonstrado abaixo, como exemplo, o cálculo da armadura de flexão da V3 que possui os maiores esforços do pavimento tipo. Como no 6º pavimento tipo tem-se a menor resistência, com blocos de 3,0 MPa, é considerado o dimensionamento mais crítico. Como a viga de alvenaria é totalmente grauteada escolheu-se o valor de f_{pk}^* adotado de 4,8 MPa.

Dados:

$$- b = 14 \text{ cm}, h = 39 \text{ cm}, d = 34 \text{ cm}; d' = 3 \text{ cm}$$

$$- f_d = 0,7 \times 4,8 / 2,0 = 1,68 \text{ MPa} = 0,17 \text{ kN/cm}^2 \text{ (blocos grauteados);}$$

$$- f_{yd} = 435 \text{ MPa} = 43,5 \text{ kN/cm}^2;$$

$$- M_d = 1405 \text{ kN.cm.}$$

Dimensionamento:

$$k_X = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}}$$

$$k_X = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \frac{1405}{0,17 \cdot 14 \cdot 34^2}} = \text{raiz negativa} \rightarrow \text{armadura dupla.}$$

fixando a linha neutra, com $k_{x0} = 0,628$, temos:

$$\frac{x}{d} = 0,628 \rightarrow x = 21,35 \text{ cm}$$

$$M_0 = 0,8 f_d \cdot b \cdot d^2 \cdot k_{x0} \cdot (1 - 0,4 k_{x0})$$

$$M_0 = 0,8 \cdot 0,17 \cdot 14 \cdot 34^2 \cdot 0,628 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,628) = 1035 \text{ kN.cm}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{0,5 f_{yd} \cdot (1 - 0,4 k_{x0})} \cdot \frac{M_0}{d}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{0,5 \cdot 43,5 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,628)} \cdot \frac{1035}{34} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = M - M_0 = 1405 - 1035 = 370 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$A_{s2} = \frac{1}{0,5 f_{yd}} \cdot \frac{\Delta M}{(d - d')}$$

$$A_{s2} = \frac{1}{0,5 \cdot 43,5} \cdot \frac{370}{(34 - 3)} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} + A_{s2} = 1,87 + 0,55 = 2,42 \text{ cm}^2$$

→ adotado 2 Ø 12,5 mm

$$A_{s,min} = 0,10\% b \cdot d = 0,10\% \cdot 14 \cdot 34 = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$\frac{d}{d'} = \frac{3}{34} = 0,088 \rightarrow f'_s = 0,5f_{yd}$$

$$A'_s = \frac{1}{f'_s} \frac{\Delta M}{(d - d')}$$

$$A'_s = \frac{1}{0,5 \cdot 43,5} \cdot \frac{370}{(34 - 3)} = 0,55 \text{ cm}^2$$

→ adotado 2 Ø 6,3 mm

Lembrando que se não existisse a limitação imposta de $0,5f_{yd}$ teria-se a metade da área de aço necessária, tanto para armadura de tração, como para a de compressão.

Os resultados do dimensionamento à flexão de todas as vigas de alvenaria do edifício exemplo aparecem na tabela 46. A viga V2 no 6º pavimento e na cobertura, e a viga V3 no 6º pavimento, foram dimensionadas com armadura dupla. A armadura de compressão adotada para ambas foi 2 Ø 6,3 mm. As demais vigas foram dimensionadas com armadura simples.

Tabela 46 – Dimensionamento à flexão das vigas de alvenaria.

		A _s (cm ²)						
PAV.	f _d (MPa)	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1 PAV	2,94	0,5	2,2	2,3	0,9	1,9	0,5	-
2 PAV	2,94	0,5	2,2	2,3	0,9	1,9	0,5	-
3 PAV	2,24	0,5	2,5	2,6	0,9	2,0	0,5	-
4 PAV	2,24	0,5	2,5	2,6	0,9	2,0	0,5	-
5 PAV	2,24	0,5	2,5	2,6	0,9	2,0	0,5	-
6 PAV	1,68	0,5	2,4	2,4	0,9	2,4	0,5	-
COB.	1,68	0,3	2,4	2,1	0,9	1,0	0,5	2,0
C.MÁQ.	1,68	3,6	1,4	0,6	-	-	-	-

Fonte: Autor

7.5.5.2 Cisalhamento

Os valores dos esforços cortantes de cálculo das vigas, retirados do programa *Eberick V7* (2012), aparecem na tabela 47.

Tabela 47 – Cortantes de cálculo das vigas de alvenaria do edifício exemplo.

PAV.	TIPO	COB.	C.MÁQ.
	V _d (kN)	V _d (kN)	V _d (kN)
V1	11,76	6,98	35,07
V2	21,35	21,35	18,38
V3	20,75	18,50	7,37
V4	7,64	7,64	-
V5	11,22	7,27	-
V6	1,29	1,29	-
V7	-	35,72	-

Fonte: Autor

Será demonstrado abaixo, como exemplo, o cálculo da armadura de cisalhamento da viga V3 no 6º pavimento, pelo motivo exposto no item 7.5.5.1.

Dados:

$$- b = 14 \text{ cm}, h = 39 \text{ cm}, d = 34 \text{ cm}; d' = 3 \text{ cm}$$

$$- f_d = 0,7 \times 4,8 / 2,0 = 1,68 \text{ MPa} = 0,17 \text{ kN/cm}^2 \text{ (blocos grauteados);}$$

$$- f_{yd} = 435 \text{ MPa} = 43,5 \text{ kN/cm}^2;$$

$$- M_d = 1405 \text{ kN.cm};$$

$$- V_d = 21 \text{ kN}.$$

Dimensionamento:

$$\tau_{vd} = \frac{Vd}{bd} = \frac{21}{14 \cdot 34} = 0,044 \text{ kN/cm}^2 = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,4}{14 \cdot 34} = 0,00504$$

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot 0,00504 = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\text{fator multiplicador} \rightarrow [2,5 - 0,25 M_{max} / (V_{max} \cdot d)]$$

$$\rightarrow [2,5 - 0,25 \cdot 1405 / (21 \cdot 34)] = 2,0$$

$$f_{vk} = 0,44 \cdot 2,0 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = \frac{0,88}{2,0} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{vd} = f_{vd} \rightarrow \text{não necessita armadura}$$

Caso $\tau_{vd} > f_{vd}$ seria necessário armadura, teríamos:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

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

$$A_{sw,min} = 0,05\% \cdot b \cdot s$$

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

Os resultados da tensão de cisalhamento de cálculo de todas as vigas de alvenaria do edifício exemplo são mostrados na tabela 48.

Os resultados da resistência ao cisalhamento de cálculo são mostrados na tabela 49.

Tabela 48 – Tensão de cisalhamento de cálculo das vigas de alvenaria do edifício exemplo.

PAV.	τ_{vd} (kN/cm ²)						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1 PAV	0,025	0,045	0,044	0,016	0,024	0,003	-
2 PAV	0,025	0,045	0,044	0,016	0,024	0,003	-
3 PAV	0,025	0,045	0,044	0,016	0,024	0,003	-
4 PAV	0,025	0,045	0,044	0,016	0,024	0,003	-
5 PAV	0,025	0,045	0,044	0,016	0,024	0,003	-
6 PAV	0,025	0,045	0,044	0,016	0,024	0,003	-
COB.	0,015	0,045	0,039	0,016	0,015	0,003	0,075
C.MÁQ.	0,057	0,030	0,012	-	-	-	-

Fonte: Autor

Tabela 49 – Resistência ao cisalhamento de cálculo de todas paredes do edifício exemplo.

PAV.	f_{vd} (kN/cm ²)						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
1 PAV	0,046	0,054	0,054	0,048	0,052	0,046	
2 PAV	0,046	0,054	0,054	0,048	0,052	0,046	
3 PAV	0,046	0,055	0,055	0,048	0,053	0,046	
4 PAV	0,046	0,055	0,055	0,048	0,053	0,046	
5 PAV	0,046	0,055	0,055	0,048	0,053	0,046	
6 PAV	0,046	0,052	0,052	0,048	0,054	0,046	
COB.	0,045	0,052	0,053	0,048	0,048	0,046	0,053
C.MÁQ.	0,056	0,049	0,046				

Fonte: Autor

Analisando os resultados das tabelas 48 e 49, a verificação $\tau_{vd} \leq f_{vd}$ não é atendida apenas na V7 do pavimento cobertura. Portanto é necessário armar a viga ao cisalhamento. Procedendo-se os cálculos com as expressões mostradas no exemplo da V1 do 1 pavimento chega-se a uma área de aço igual a 0,14cm² a cada 10 cm. Foi adotado um estribo de 1 ramo de $\varnothing 5,0$ mm a cada 10 cm.

7.6 Estabilidade Global

Na verificação da estabilidade global das estruturas de contraventamento do edifício foi utilizado o parâmetro α . O parâmetro α pode ser avaliado de acordo com a expressão:

$$\alpha = H \sqrt{\left(\frac{P}{E \cdot I}\right)} \leq 0,6$$

onde::

α : parâmetro de instabilidade;

H : altura do edifício;

P : peso total do edifício;

E : módulo de deformação longitudinal da alvenaria;

I : momento de inércia dos elementos de contraventamento;

EI : rigidez à flexão do sistema de contraventamento.

O módulo de elasticidade, E , segundo a NBR 15961-1 é igual 800 f_{pk} . Recomenda-se reduzir o módulo de deformação em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria. Foi calculado um valor médio do módulo de elasticidade para todos pavimentos considerando blocos de 4,0MPa. Segundo Parsekian (2012), para blocos de 4,0 MPa a relação f_{pk}/f_{bk} é igual a 0,8, ou seja, tem-se f_{pk} igual a 3,2 MPa. Então, o módulo reduzido E_{red} é igual a $0,6 \times 800 \times 3,2 = 1536$ MPa. A soma de todas as inércias na direção X é igual a $14,1 \text{ m}^4$ e na direção Y igual a $18,9 \text{ m}^4$.

O peso total do edifício somando-se os seis pavimentos tipo, o pavimento cobertura, casa de máquinas e reservatório, é igual a $6 \times 2432 + 1070 = 15662$ kN.

Quando o parâmetro α exceder 0,6, deve-se analisar o edifício considerando os esforços de segunda ordem ou deve-se reestudar, na direção em questão, a geometria dos elementos portantes de forma a poder atingir tal condição. Outra opção é fazer o cálculo através do parâmetro γ_z que é menos conservador que o parâmetro α .

Seguem os cálculos na direção X :

$$\alpha = 19,01 \sqrt{\left(\frac{15662}{1,536 \times 10^6 \times 14,1}\right)} = 0,51 \leq 0,6$$

Para a direção Y , tem-se:

$$\alpha = 19,01 \sqrt{\left(\frac{15662}{1,536 \times 10^6 \times 18,9}\right)} = 0,44 \leq 0,6$$

Como nas direções X e Y , $\alpha < 0,6$, pode-se considerar a estrutura convenientemente contraventada nas duas direções, não necessitando da consideração de esforços de segunda ordem.

7.7 Resultados

Neste item são mostradas as especificações, para os pavimentos analisados, das resistências características à compressão dos prismas e dos grautes, e as faixas de resistência média a compressão das argamassas. Também são indicados os valores de resistência sugeridos

para os blocos, de forma que as resistências de prisma especificadas sejam atingidas. Todos os resultados são mostrados na tabela 50.

Seguindo o critério descrito no item 3.2, foi atendido o valor máximo de f_a limitado a 0,7 da resistência característica especificada para bloco, referida à área líquida e o valor mínimo de 0,7 de f_{bk} . Como indicado na tabela 3, um traço usual de argamassa para edifícios baixos é 1:1:5 a 6 de cimento, cal e areia.

Tabela 50 – Especificações de resistências de bloco, graute, argamassa e prisma para o edifício.

Pavimento	MPa, área bruta						
	f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk}^*
6	3,0	2,1 a 4,2	15,0	0,8	2,40	2,00	4,80
5	4,0	2,8 a 5,6	15,0	0,8	3,20	2,00	6,40
4	4,0	2,8 a 5,6	15,0	0,8	3,20	2,00	6,40
3	4,0	2,8 a 5,6	15,0	0,8	3,20	2,00	6,40
2	6,0	4,2 a 8,4	15,0	0,8	4,80	1,75	8,40
1	6,0	4,2 a 8,4	15,0	0,8	4,80	1,75	8,40

Em que:

f_a = resistência média à compressão da argamassa;

f_{bk} = resistência característica à compressão do bloco;

f_{gk} = resistência característica à compressão do graute;

f_{pk} = resistência característica à compressão do prisma oco;

f_{pk}^* = resistência característica à compressão do prisma cheio;

Blocos de 14 cm de espessura.

Fonte: Autor

7.8 Comentários adicionais

Um ponto importante no detalhamento das paredes do último pavimento é a execução de um detalhe para evitar que a dilatação térmica horizontal das lajes da cobertura ocasione fissuras e infiltrações na alvenaria devido aos esforços de cisalhamento. A solução usualmente adotada é criar uma junta horizontal entre as paredes e a laje do último pavimento, ou seja, liberar a movimentação horizontal da laje sobre a parede. Esse detalhe é mostrado na planta de formas da cobertura no

Apêndice 2. Outra solução é diminuir os comprimentos das lajes, com a criação de juntas verticais.

Como resultado do dimensionamento são obtidas todas as informações necessárias para o projeto executivo, como: especificações de resistências de materiais, paredes a serem grauteadas, dimensões e armaduras das vigas de alvenaria, vigas de concreto armado, coxins. De posse dessas informações é feito o projeto executivo, contendo as formas, plantas de fiadas, elevação das paredes de todos pavimentos, quantitativos e as especificações de materiais e controle. A coordenação dessas atividades é de fundamental importância para um bom andamento do projeto.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Nesse trabalho foi mostrado o dimensionamento de um edifício segundo a NBR 15961 (2011). Pela grande mudança conceitual e prática em relação a antiga norma, NBR 10837 (1988), buscou-se fazer, além do dimensionamento, uma análise qualitativa e quantitativa das principais prescrições, visando a aplicação prática e um melhor entendimento da referida norma, com algumas sugestões para a futura revisão. Para isso, realizou-se uma revisão bibliográfica da teoria e dos trabalhos originais em que a NBR 15961 (2011) foi fundamentada.

No que se refere ao dimensionamento, em flexão simples, mesmo com a limitação na resistência a tração do aço, a norma atual proporciona economia em relação a antiga norma devido a menores áreas de aço necessárias. Em cisalhamento, apesar da mudança do critério de ruptura, não houve diferenças significativas, pois o cisalhamento é a solicitação menos importante em um edifício de alvenaria. Na compressão, pelo fato do coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria ter sido acertado para manter os mesmos resultados da antiga norma, não houve diferenças quantitativas. Já na flexo-compressão houve um aumento dos esforços solicitantes pela norma de ações e segurança, NBR 8681 (2003), exigir o coeficiente de majoração de 1,4 para as solicitações verticais e horizontais de cálculo e também pela mudança da equação de verificação. Isso é significativo principalmente no dimensionamento de edifícios altos.

Sendo assim, recomenda-se para a futura revisão da NBR 15961 (2011), que sejam discutidos pela comissão de estudos a inclusão de requisitos obrigatórios para a previsão de dano acidental e colapso progressivo, além de mais estudos sobre algumas prescrições de dimensionamento, como o coeficiente redutor devido à esbeltez; a limitação na resistência do aço em $0,5f_{yd}$; a expressão de verificação à flexo-compressão; a limitação do momento resistente na verificação à flexão e o momento de segunda ordem para paredes esbeltas, no caso de alvenaria armada. Para isso, é de fundamental importância os trabalhos de pesquisa realizados pelas principais universidades brasileiras ligadas ao tema, como a UFSC.

Como sugestão para trabalhos futuros recomenda-se:

- Dimensionamento do edifício com a consideração dos lintéis.
- Dimensionamento do edifício com a consideração do efeito arco.

- Dimensionamento e detalhamento do edifício prevendo o dano acidental e colapso progressivo seguindo as recomendações da BS5628-1: 1992.
- Comparação dos resultados de dimensionamento entre a NBR15962-1:2011, a NBR 10837:1988 e a BS5628-1:1992, analisando a segurança através da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade β .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAMACHO, J. S. **Projeto de edifício de alvenaria estrutural**. Universidade Estadual Paulista, Ilha solteira, São Paulo, 2006.

CORRÊA, M. R. S. **Alvenaria Estrutural: Análise Estrutural**. Curso. São Paulo: ABECE, 2012.

CORRÊA, M. R. S., SILVA, R. M. **A norma de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos – parte 1 – projetos**. Workshop Internacional de Alvenaria. Belo Horizonte: UFMG, 2008.

GARCIA, P. D. **Contribuições ao Estudo da Resistência à Compressão de Paredes de Alvenaria de Blocos Cerâmicos**. São Carlos, 2000. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

NETO, J. A. N., CORRÊA, M. R. S. **Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento**. Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 2002.

OLIVEIRA, L. A. P. **Estudo do desempenho dos grautes com adições para enchimento de blocos de alvenaria estrutural**. São Paulo, 1986. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PARSEKIAN, G. A. (Org). **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

PARSEKIAN, G. A., HAMID, A. A., DRYSDALE, R. G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

PARSEKIAN, G. A. **Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto**. Palestra. São Paulo: ABECE, 2012.

PARSEKIAN, G. A., SOARES, M. M. **Alvenaria Estrutural em Blocos Cerâmicos: Projeto, Execução e Controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010.

PAVERTECH. **Tabela de blocos de concreto**. Disponível em: <<http://www.pavertech.com.br>> Acesso em: 10 out. 2013.

RAMALHO, M. A., CORRÊA, M. R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

RAMALHO, M. A. **Dimensionamento em Alvenaria Estrutural**. Curso. São Paulo: ABECE, 2012.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural**. Florianópolis: UFSC, 1999.

ROVERE, H. L. **Apostila da Disciplina de Alvenaria de Blocos de Concreto**. Florianópolis, UFSC, 2002.

SÁNCHEZ, E. **Histórico sobre Pesquisas e Elaboração de Normas no Brasil sobre Alvenaria Estrutural**. Proceedings of the 5th Internacional Seminar on Structural Masonry for Developing Countries. Florianópolis: UFSC, 1994.

SIGNOR, R. **Exemplo de dimensionamento segundo as normas NBR 10837 e BS 5628**. PROGRAMA DE CAPACITAÇÃO EMPRESARIAL – CURSO DE ALVENARIA ESTRUTURAL PARA PROJETISTAS DE ESTRUTURAS. Apostila. Florianópolis, 2000.

PROGRAMAS UTILIZADOS

EBERICK V7. **Material Didático - Curso Básico - Projeto Estrutural em Concreto Armado**. Apostila. Florianópolis, 2012.

ZWCAD 2011. **User's Guide – Using ZWCAD (Edition 2011)**. Manual, 2011. Disponível em: <<http://www.pericosoft.com/zwcad-2011.175603.en.html>> Acesso em: 11 fev. 2013.

REFERÊNCIAS NORMATIVAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, NBR6120, Rio de Janeiro, 1980.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**, NBR 8798, Rio de Janeiro, 1985.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Forças devidas ao vento em edificações**, NBR6123, Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Projeto e execução de obras de concreto armado**, NBR6118, Rio de Janeiro, 1989.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**, NBR10837, Rio de Janeiro, 1989.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento**, NBR14321, Rio de Janeiro, 1999.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Paredes de alvenaria estrutural – Verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão**, NBR14322, Rio de Janeiro, 1999.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**, NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão**, NBR13279, Rio de Janeiro, 2005.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**, NBR 7480, Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria**, NBR 6136, Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio**, NBR 12118, Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos Parte 1: Projeto**, NBR 15812-1, Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos Parte 2: Execução e controle de obras**, NBR 15812-2, Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto**, NBR 15961-1, Rio de Janeiro, 2011.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto Parte 2: Execução e controle de obras**, NBR 15961-2, Rio de Janeiro, 2011.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **Building Code Requirements for Concrete Masonry Structures**, ACI 530, Detroit, 1983.

BSI – BRITISH STANDARD, **Code of Practice for Structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry**, BS5628-1, Londres, 1992.

BSI – BRITISH STANDARD, **Code of Practice for Structural use of unreinforced masonry**, BS5628-1, Londres, 2005.

APÊNDICE A – Planta de formas do pavimento tipo

APÊNDICE B – Planta de formas da cobertura, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório

APÊNDICE C – Reações das lajes no pavimento cobertura, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório

PAVIMENTO COBERTURA					
Parede	Reações (kN / m)		Total (kN / m)	Comp. (m)	Carga (KN)
	L1	L2			
PAR01X	5,50	0,00	5,50	1,42	7,81
PAR02X	7,31	0,00	7,31	1,07	7,82
PAR03X	10,30	6,61	16,92	1,07	18,10
PAR04X	6,06	5,20	11,25	0,94	10,58
PAR05X	3,50	0,00	3,50	0,47	1,65
PAR06X	4,99	1,61	6,59	3,1	20,44
PAR07X	5,57	0,00	5,57	0,67	3,73
PAR08X	4,20	2,44	6,64	2,62	17,40
PAR09X	6,78	5,46	12,25	1,02	12,49
PAR10X	5,34	5,34	10,67	3,48	37,13
PAR11X	4,81	4,35	9,15	5,09	46,60
PAR12X	3,50	1,79	5,29	1,02	5,40
PAR13X	0,78	0,00	0,78	2,55	2,00
PAR14X	3,65	0,00	3,65	0,47	1,72
PAR01Y	2,81	0,00	2,81	2,95	8,29
PAR02Y	3,44	0,00	3,44	1,33	4,58
PAR03Y	3,44	0,00	3,44	1,34	4,60
PAR04Y	2,22	0,00	2,22	0,47	1,04
PAR05Y	5,02	3,10	8,13	0,67	5,45
PAR06Y	4,07	2,64	6,70	3,05	20,44
PAR07Y	3,32	2,54	5,87	3,37	19,77
PAR08Y	4,21	4,09	8,30	4,12	34,20
PAR09Y	4,58	3,03	7,61	4,05	30,81
PAR10Y	6,37	3,06	9,43	4,05	38,18

CASA DE MAQUINAS E BARRILETE					
Parede	Reações (kN / m)		G+Q (kN / m)	Q (kN / m)	G (kN / m)
	L1	L2			
PAR13X	18,41	0,00	18,41	4,46	13,96
PAR09Y	10,54	0,00	10,54	5,4	5,12
PAR10Y	4,31	0,00	4,31	2,0	2,27

RESERVATORIO + COBERTURA RESERVATORIO					
Parede	Reações (kN / m)		G+Q (kN / m)	Q (kN / m)	G (kN / m)
	L1	L2			
PAR07X	17,65	0	17,65	11,23	6,42
PAR11X	13,28	0	13,28	0,00	13,28
PAR12X	2,47	0	2,47	0,00	2,47
PAR13X	9,24	0	9,24	5,88	3,36
PAR09Y	12,05	0	12,05	7,77	4,28
PAR10Y	21,96	0	21,96	14,14	7,82

**APÊNDICE D – Cargas devido ao peso próprio das paredes da
platibanda, casa de máquinas e barrilete, reservatório e
cobertura do reservatório**

PLATIBANDA+CASA DE
MÁQUINAS/BARRILETE+RESERVATÓRIO

Parede	(kN / m)	Comp.(m)	(kN)	Quant.	Total (kN)
PAR01X	3,3	1,4	4,7	4,0	19,0
PAR02X	3,7	1,1	4,0	4,0	16,0
PAR03X	0,0	-	-	-	-
PAR04X	3,3	0,9	3,1	4,0	12,3
PAR05X	4,4	0,5	2,1	2,0	4,2
PAR06X	2,1	3,1	6,6	4,0	26,4
PAR07X	33,5	0,7	22,4	2,0	44,9
PAR08X	0,0	-	-	-	-
PAR09X	0,0	-	-	-	-
PAR10X	0,0	-	-	-	-
PAR11X	0,0	-	-	-	-
PAR12X	0,0	-	-	-	-
PAR13X	19,2	2,6	48,8	1,0	48,8
PAR14X	4,4	0,5	2,1	2,0	4,2
PAR01Y	0,3	3,0	0,9	4,0	3,5
PAR02Y	0,6	1,3	0,8	2,0	1,6
PAR03Y	0,5	1,3	0,7	4,0	2,8
PAR04Y	0,5	0,5	0,2	4,0	0,9
PAR05Y	0,0	-	-	-	-
PAR06Y	0,0	-	-	-	-
PAR07Y	0,3	2,4	0,7	4,0	2,8
PAR08Y	0,0	-	-	-	-
PAR09Y	3,2	2,0	6,3	2,0	12,5
PAR10Y	3,5	0,8	2,6	2,0	5,3
				Total Pav.	205,2

APÊNDICE E – Resultantes das cargas das lajes nas paredes da cobertura, casa de máquinas e barrilete, reservatório e cobertura do reservatório.

COBERTURA						
Grupos	Paredes	Comp.	G+Q	G+Q	Quant.	Total (kN)
		(m)	(kN / m)	(kN)		
1	1X,6X,1Y,4Y,5Y	8,61	5,00	43,0	4	172,1
2	2X,3X,7Y	5,51	8,29	45,7	4	182,8
3	4X,8Y	5,06	8,85	44,8	4	179,1
4	5X,7X,9X,10Y	6,21	9,03	56,1	2	112,1
5	8X,3Y	3,96	5,56	22,0	4	88,0
6	10X,2Y	4,81	8,67	41,7	2	83,4
7	11X	5,09	9,15	46,6	2	93,2
8	12X(2),13X,14X(2),9Y(2)	13,63	5,71	77,8	1	77,8
9	6Y	3,05	6,70	20,4	4	81,8
					Total Pav. (kN)	1070,3

CASA M./ BARRILETE+ RESERV + COB R.				
Parede	Comp. (m)	G+Q (kN)	Quant.	Total G+Q (kN)
PAR07X	0,7	11,8	2	23,7
PAR11X	5,1	67,6	2	135,2
PAR12X	1,0	2,5	2	5,0
PAR13X	2,6	70,5	1	70,5
PAR09Y	4,1	91,5	2	183,0
PAR10Y	4,1	106,4	2	212,8
Total Pav. (kN)				630,2