

ALBERTO COHEN FILHO

**ANÁLISE DOS ESFORÇOS TENSIONAIS DE COMPRESSÃO, FLEXÃO E
CISALHAMENTO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE ALVENARIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Tecnologia da Construção.

Orientador: Prof. Luiz Carlos Mendes, D.Sc.

Niterói

2008

**Ficha Catalográfica elaborada pela Biblioteca da Escola de Engenharia e Instituto de
Computação da UFF**

C672 Cohen Filho, Alberto.

Análise dos esforços tensionais de compressão, flexão e cisalhamento em elementos estruturais de alvenaria / Alberto Cohen Filho. – Niterói, RJ : [s.n.], 2008.

198 f.

Orientador: Luiz Carlos Mendes.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal Fluminense, 2008.

1. Alvenaria - estrutura. 2. Análise estrutural (Engenharia). 3. Flexão (Engenharia civil). 4. Cisalhamento. I.Título.

CDD 624.1834

ALBERTO COHEN FILHO

**ANÁLISE DOS ESFORÇOS TENSIONAIS DE COMPRESSÃO, FLEXÃO E
CISALHAMENTO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE ALVENARIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Tecnologia da Construção.

Aprovada em julho de 2008

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Carlos Mendes, D.Sc. (Orientador)
Universidade Federal Fluminense

Prof. Fathi Aref Ibrahim Darwish, Ph.D.
Universidade Federal Fluminense

Prof. Wendell Diniz Varela, D.Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Niterói – RJ
2008

A minha mãe Maria (*in memoriam*), ao meu pai Alberto (*in memoriam*), a minha filha Sabrina e a minha esposa Paula, pelo amor que sinto por eles.

AGRADECIMENTOS

Principalmente ao Criador, pela intuição, inteligência, entusiasmo e determinação que preencheram meu interior ao longo deste trabalho.

A minha falecida mãe e ao meu falecido pai, pela formação intelectual e moral que me foi transmitida ao longo da minha educação. Agradeço a minha esposa Paula pela força e otimismo que me passou ao longo dessa jornada e pela companhia em todos os momentos difíceis. Agradeço a minha filha Sabrina, sua simples existência me motivou a consolidar esse trabalho.

Ao professor e orientador Luiz Carlos Mendes, pela formação, pelo incentivo, dedicação, compreensão, presteza na orientação e discussões sobre o tema.

Aos professores, Plácido Barbosa e José Murilo Ferraz pela contribuição na minha formação para a realização desse trabalho.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	4
SUMÁRIO	5
LISTA DE FOTOS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE TABELAS	10
RESUMO	11
ABSTRACT	12
1 INTRODUÇÃO	13
1.1 HISTÓRICO	13
1.2 ALVENARIA NO MUNDO	14
1.3 ALVENARIA NO BRASIL	26
1.4 JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA	30
1.5 METODOLOGIA.....	31
1.6 ESTRUTURA DO TEXTO	31
2 CONCEITUAÇÕES, COMPONENTES E ASPECTOS QUANTO À MODULAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	33
2.1 CONCEITUAÇÕES E COMPONENTES.....	33
2.1.1 Conceituações de projeto.....	33
2.1.2 Componentes do sistema estrutural.....	34
2.1.3 Características do sistema estrutural	37
2.2 ASPECTOS QUANTO À MODULAÇÃO	38
2.2.1 Conceitos e importância da modulação.....	38
2.2.2 Blocos mais utilizados pela indústria da construção	40
2.2.3 ESCOLHA DA MODULAÇÃO A SER USADA	41
2.2.4 Modulação horizontal	42
2.2.5 Cantos e bordas	46
2.2.6 Modulação vertical	53
3 ANÁLISE DE CARGAS VERTICAIS E HORIZONTAIS	59
3.1 ANÁLISE VERTICAL.....	59
3.1.1 Sistemas estruturais relevantes	59
3.1.2 Carregamento	61
3.1.3 Paredes portantes	63
3.1.4 Procedimentos de uniformização	66
3.1.5 Ações acidentais	68

3.2 ANÁLISE HORIZONTAL	69
3.2.1 Análise de abas em painéis de contraventamento	71
3.2.2 Contraventamentos simétricos – distribuição de ações.....	72
3.2.3 Transmissão ou distribuição de tensões para contraventamentos assimétricos e aspectos importantes na relevância de trechos rígidos para os lintéis.....	75
3.2.4 Análise das estruturas de contraventamento	76
3.2.5 Avaliação dos acréscimos de segunda ordem	76
3.2.6 Deslocabilidade das Estruturas	77
3.3 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL	79
4 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS	87
4.1 INTRODUÇÃO	87
4.2 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	87
4.3 FATORES GEOMÉTRICOS NO DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	90
4.3.1 Análise de espessura, altura e esbeltez para os elementos parede e pilar.....	90
4.4 RESISTENCIA DA ALVENARIA SEGUNDO AS NORMAS NBR 10837 E BS 5628	94
4.5 EQUACIONAMENTO DAS TENSÕES.....	102
4.5.1 Compressão simples	103
4.5.2 Flexão simples	106
4.5.3 Cisalhamento	120
4.5.4 Flexão composta	125
4.6 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL	137
4.6.1 Análise de compressão simples	137
4.6.2 Análise de flexão	139
4.6.3 Análise de cisalhamento.....	143
5 CONCLUSÕES	145
REFERÊNCIAS.....	147
OBRAS CITADAS	147
OBRAS CONSULTADAS	149
8 ANEXOS	150

LISTA DE FOTOS

Foto 1.1 – Pirâmides de Guizé, Egito.....	14
Foto 1.2 – Farol de Alexandria.	15
Foto 1.3 – Coliseu, Roma.....	16
Foto 1.4 – Coliseu, Roma.....	16
Foto 1.5 – Coliseu, Roma.....	17
Foto 1.6 – Coliseu, Roma.....	17
Foto 1.7 – Catedral de Reims, Paris.	18
Foto 1.8 – Catedral de Reims, Paris.	19
Foto 1.9 – Catedral de Reims, Paris.	20
Foto 1.10 – Catedral de Reims, Paris.	21
Foto 1.11 – Edifício Monadnock, Chicago.....	22
Foto 1.12 – Edifício Monadnock, Chicago.....	23
Foto 1.13 – Edifício Monadnock, Chicago.....	23
Foto 1.14– Edifício Monadnock, Chicago.....	24
Foto 1.15 – Edifício Monadnock, Chicago.....	24
Foto 1.16 – Edifício Monadnock, Chicago.....	24
Foto 1.17 – Hotel Excalibur, Las Vegas.	25
Foto 1.18– Hotel Excalibur, Las Vegas	25
Foto 1.19 – Hotel Excalibur, Las Vegas.	25
Foto 1.20 – Hotel Excalibur, Las Vegas.	26
Foto 1.21 – Blocos de concreto, Rio de Janeiro.....	28
Foto 1.22 – Edificação de padrão baixo em blocos de concreto, São Paulo.....	28
Foto 1.23 – Edificação de padrão médio em alvenaria estrutural, São Paulo.	29
Foto 1.24 – Edificação de padrão médio-alto em alvenaria estrutural, São Paulo.	30

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Altura (A), comprimento (C) e largura (L) de um bloco.....	39
Figura 2.2 – Blocos com 15, 30 e 45 cm de comprimento, 15 cm de largura e 20 cm de altura.....	40
Figura 2.3 – Blocos com 20, 40 e 35 cm de comprimento, 15 cm de largura e 20 cm de altura.....	41
Figura 2.4 – Comprimento real e nominal de uma e de meia unidade.....	43
Figura 2.5 – Medidas reais entre faces de unidades.....	43
Figura 2.6 – Medidas reais entre faces de unidades.....	44
Figura 2.7 – Blocos paralelos.....	44
Figura 2.8 – Blocos perpendiculares.....	45
Figura 2.9 – Malha modular.....	46
Figura 2.10 – Amarração em “L” – Família B29.....	49
Figura 2.11 – Amarração em “T” – Família B29.....	50
Figura 2.12 – Grampo no encontro de paredes.....	50
Figura 2.13 – Amarração em “L” – Família B39.....	51
Figura 2.14 – Amarração em “T” – entre paredes contínuas.....	52
Figura 2.15 – Blocos Compensadores.....	53
Figura 2.16 – Uso do Bloco J.....	55
Figura 2.17 – Uso do bloco canaleta e da fôrma para o concreto.....	56
Figura 2.18 – Uso do bloco canaleta, aplicação de tela metálica e execução de friso horizontal na argamassa de fachada.....	56
Figura 2.19 – Paredes internas com uma fiada de blocos canaleta.....	57
Figura 2.20 – Uso de blocos jotinhas nas paredes externas e compensadores nas paredes internas quando aplicada a modulação vertical piso a piso.....	58
Figura 3.1 – Sistema de estruturas em paredes transversais.....	60
Figura 3.2 – Sistema de estruturas em paredes celulares.....	61
Figura 3.3 – Sistema de estruturas complexo.....	61
Figura 3.4 – Espalhamento do carregamento em paredes planas e em paredes em L.....	64
Figura 3.5 – Interação entre paredes em um canto.....	65
Figura 3.6 – Interação de paredes em um ponto de abertura para janela.....	65
Figura 3.7 – Planta baixa com discriminação de paredes e grupos de paredes estruturais.....	79
Figura 3.8 – Gráfico do procedimento de grupos de paredes isoladas.....	81
Figura 3.9 – Gráfico do procedimento de grupos de paredes sem interação.....	83
Figura 3.10 – Gráfico do procedimento de grupos de paredes com interação.....	85
Figura 4.1 – Elementos para cálculo da espessura efetiva das paredes.....	91
Figura 4.2 – Gráfico de resistência característica da alvenaria não-armada.....	100

Figura 4.3 – Seção retangular – Flexão simples – Armadura simples	108
Figura 4.4 – Seção retangular – Flexão – Armadura dupla.....	116
Figura 4.6 – Elemento estrutural submetido à flexão composta.....	128
Figura 4.7 – Tensões no elemento estrutural	135
Figura 4.8 – Posição da linha neutra na seção transversal.....	135
Figura 4.9 - Parede em blocos de concreto	137
Figura 4.10 – Gráfico da resistência do bloco em função da carga uniformemente distribuída aplicada	138
Figura 4.11 - Viga com armadura simples.....	139
Figura 4.12 - Gráfico da armadura de flexão em função da altura da viga.....	140
Figura 4.13 - Viga com armadura dupla	141
Figura 4.14 - Gráfico da área da armadura tracionada em função do momento.....	142
Figura 4.15 - Gráfico da área da armadura comprimida em função do momento. ..	142
Figura 4.16 - Gráfico da área da armadura tracionada em função da armadura comprimida.....	142
Figura 4.17 - Viga sob a ação de carga uniformemente distribuída e diagrama de esforço cortante.....	143
Figura 4.18 - Gráfico da área de armadura cisalhante em função do esforço cortante.	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Linha de blocos estruturais	48
Tabela 3.1 - Principais pesos específicos para alvenaria.....	63
Tabela 3.2 - Desaprumo segundo a DIN 1053 -	71
Tabela 3.3 - Comprimento das paredes e cargas atuantes por pavimento na estrutura.....	80
Tabela 3.4 - Método das paredes isoladas para o primeiro pavimento.....	80
Tabela 3.5 - Grupos de paredes sem interação.....	81
Tabela 3.6 - Grupos de paredes com interação.....	84
Tabela 4.1 – Coeficiente δ	91
Tabela 4.2 – Índices máximos de esbeltez, NBR 10837.....	94
Tabela 4.3 – Tensões admissíveis para alvenaria estrutural não-armada (NBR 10837)	95
Tabela 4.4 – Tensões admissíveis para alvenaria armada (NBR 10837)	96
Tabela 4.5 – Tensões admissíveis no aço (NBR 10837).....	98
Tabela 4.6 – Resistência à compressão da alvenaria em função das variações do bloco.....	99
Tabela 4.7 – Coeficiente β (BS 5628)	101
Tabela 4.8 – Coeficientes parciais de segurança para ações (BS 5628).....	104
Tabela 4.9 – Coeficiente de redução em função da esbeltez.....	105
Tabela 4.10 – Máxima tensão na área bruta para a parede em questão	105
Tabela 4.11 – Módulos de deformação da alvenaria estrutural.....	116
Tabela 4.12 – Resistência do bloco em função da carga uniformemente distribuída	138
Tabela 4.13 - Área de aço em função da altura da viga.....	139
Tabela 4.14 - Tabela das áreas das armaduras tracionadas e comprimidas em função do momento aplicado.....	141
Tabela 4.15 - Área da armadura de cisalhamento em função da carga uniformemente distribuída.....	144

RESUMO

O emprego da alvenaria estrutural tem sido muito importante na construção civil brasileira e internacional nas últimas décadas. A proposta deste trabalho é fazer uma análise computacional dos esforços tensionais nos elementos estruturais de alvenaria, permitindo uma visualização mais abrangente do emprego de tais materiais correlacionados com seus sistemas estruturais. Procedimentos de cálculo mais detalhados são analisados em conformidade com as normas brasileiras e internacionais.

Palavras-chave: Sistemas estruturais, compressão, flexão, cisalhamento, paredes estruturais.

ABSTRACT

Structural masonry employment is being used in last ages in world civil construction. The aim of this work is to analyze tensional forces in structural elements allowing a wide spectrum in order to employ these materials in compliance with structural systems. More details in calculation procedures are analyzed taking account of brazilian and international codes.

Key-words: structural masonry, compression, bending, shear, masonry walls.

1 INTRODUÇÃO

1.1 HISTÓRICO

O principal conceito estrutural ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. (SABBATINI, 2002). Esse é o tema conceitual mais importante quando se discute a utilização da alvenaria como processo construtivo de estruturas. Pode-se admitir a existência de tensões de tração em determinadas peças, no entanto essas tensões devem se restringir a pontos específicos na estrutura e não possuem valores muito elevados. Se essas tensões de tração ocorrerem de forma generalizada na estrutura ou seus valores forem elevados, a estrutura pode ser tecnicamente viável, mas certamente não será viável do ponto de vista econômico.

O sistema construtivo de alvenaria estrutural desenvolveu-se inicialmente através do empilhamento puro e simples de unidades, tijolos ou blocos. Nesta fase podiam-se criar vãos com o auxílio de vigas de madeira ou pedra, o problema desses vãos era a necessidade de serem executados com dimensões relativamente pequenas. (RAMALHO, 2003)

Outro problema comum, que Ramalho (2003) cita, era a associação de materiais com vidas úteis bem diferentes. Por exemplo, a utilização de vigas de madeira sobre alvenarias cerâmicas de pedra. É principalmente por causa disso que muitas construções da antiguidade não podem ser apreciadas em sua plenitude (ruínas da Babilônia, de Roma antiga, do Brasil colonial, etc.). Nessas relíquias as paredes são originais, mas os pavimentos e os telhados, quando existem, são partes reconstruídas, pois os originais desapareceram com o correr dos séculos. (HASELTINI, 1981)

Com o desenvolvimento do sistema construtivo, percebeu-se que uma excelente alternativa para a execução de vãos maiores seriam os arcos. Nesse caso os vãos poderiam ser obtidos através do conveniente arranjo das peças, de forma a evitar-se esforços tensionais de tração de valores significativos.

Talvez os exemplos estruturais mais marcantes, que tenham utilizado esse sistema construtivo de arcos tenham sido as catedrais góticas do final da Idade Média e começo do Renascimento. Seus tetos em forma de abóboda eram suportados por arcos de alvenaria. Vãos e pés-direito maiores foram viabilizados com a construção de arcos que se apoiavam em outros arcos de contraventamento, dessa forma os esforços tensores de tração não atingiam valores elevados.

1.2 ALVENARIA NO MUNDO

Com a utilização de blocos de argila, pedra e outros materiais o homem produziu obras que atravessaram séculos e até milênios, pode-se citar as pirâmides de Guizé, o Farol de Alexandria, o Coliseu, a Catedral de Reims, o Edifício Monadnock, o Hotel Excalibur e o Edifício da Basílica como alguns exemplos de obras magníficas.



Foto 1.1 – Pirâmides de Guizé, Egito.

http://pt.wikipedia.org/Pirâmides_do_Egito

Miquerinos, Quéops e Quéfrem (Foto 1.1), são as três maiores pirâmides do Egito, datam de 2600 a.C. e foram construídas com blocos de pedra. A Pirâmide de Quéops tem 147 m de altura, sua base é um quadrado com 230 m de lado, foi construída com aproximadamente 2,3 milhões de blocos, cada bloco pesando em média 25 kN.

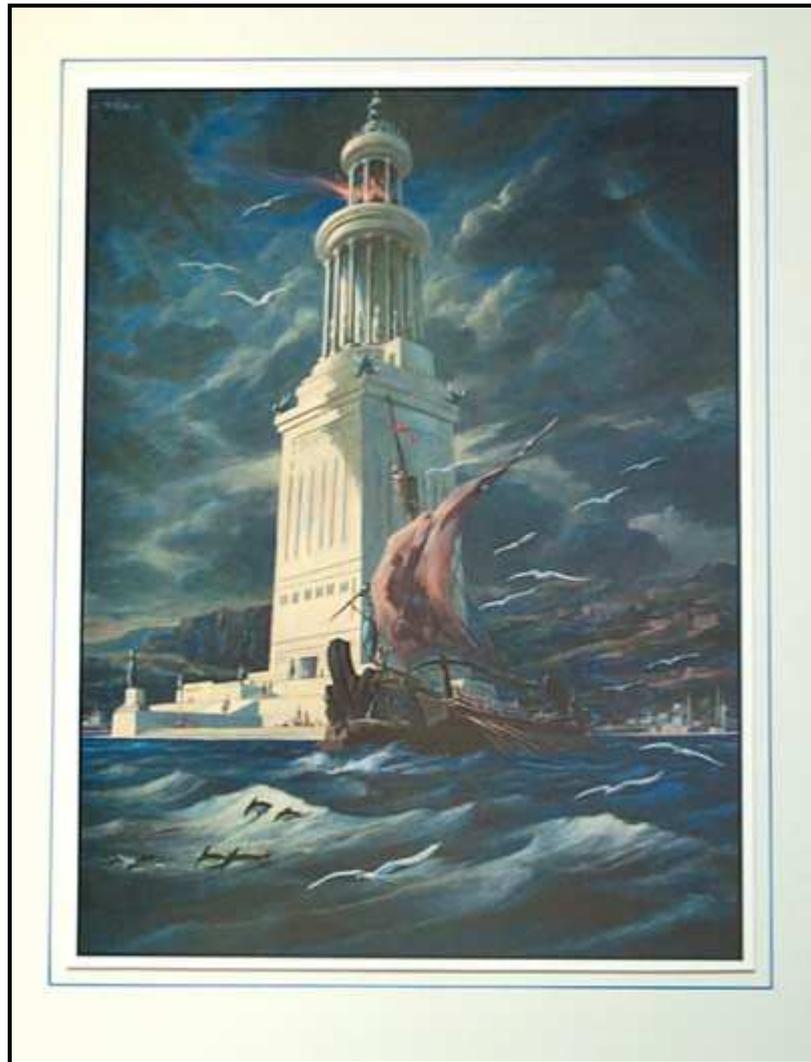


Foto 1.2 – Farol de Alexandria.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Farol_de_Alexandria

O Farol de Alexandria (Foto 1.2) localizava-se em uma ilha frontal ao porto de Alexandria, data de 280 a.C. é o mais famoso farol de orientação para a navegação. Tinha 134 m de altura e era todo em mármore branco. Hoje resta somente sua fundação e o farol foi destruído em um terremoto no século XVI.



Foto 1.3 – Coliseu, Roma.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Coliseu_de_Roma



Foto 1.4 – Coliseu, Roma.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Coliseu_de_Roma



Foto 1.5 – Coliseu, Roma.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Coliseu_de_Roma



Foto 1.6 – Coliseu, Roma.

http://www.virtual.epm.br/uati/corpo/cultura4_coliseu.htm

O Coliseu (Fotos 1.3, 1.4, 1.5 e 1.6), foi um grande anfiteatro na Roma Antiga e data de 70 d.C. Tinha capacidade para 50.000 pessoas e em eventos especiais chegava a acomodar 80.000 pessoas, 50 m de altura, 500 m de diâmetro e 80 portais que facilitavam o escoamento do público.



Foto 1.7 – Catedral de Reims, Paris.

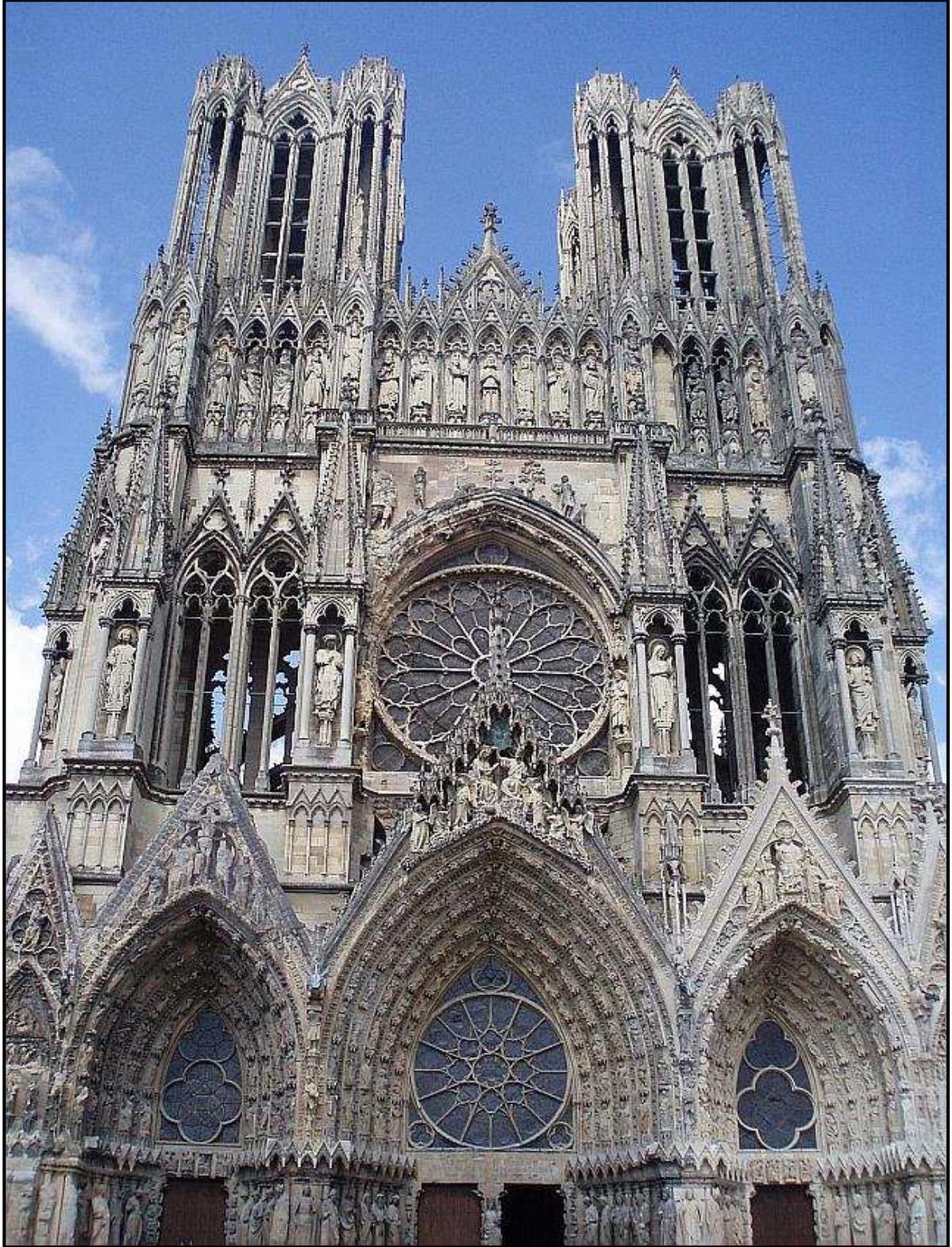


Foto 1.8 – Catedral de Reims, Paris.

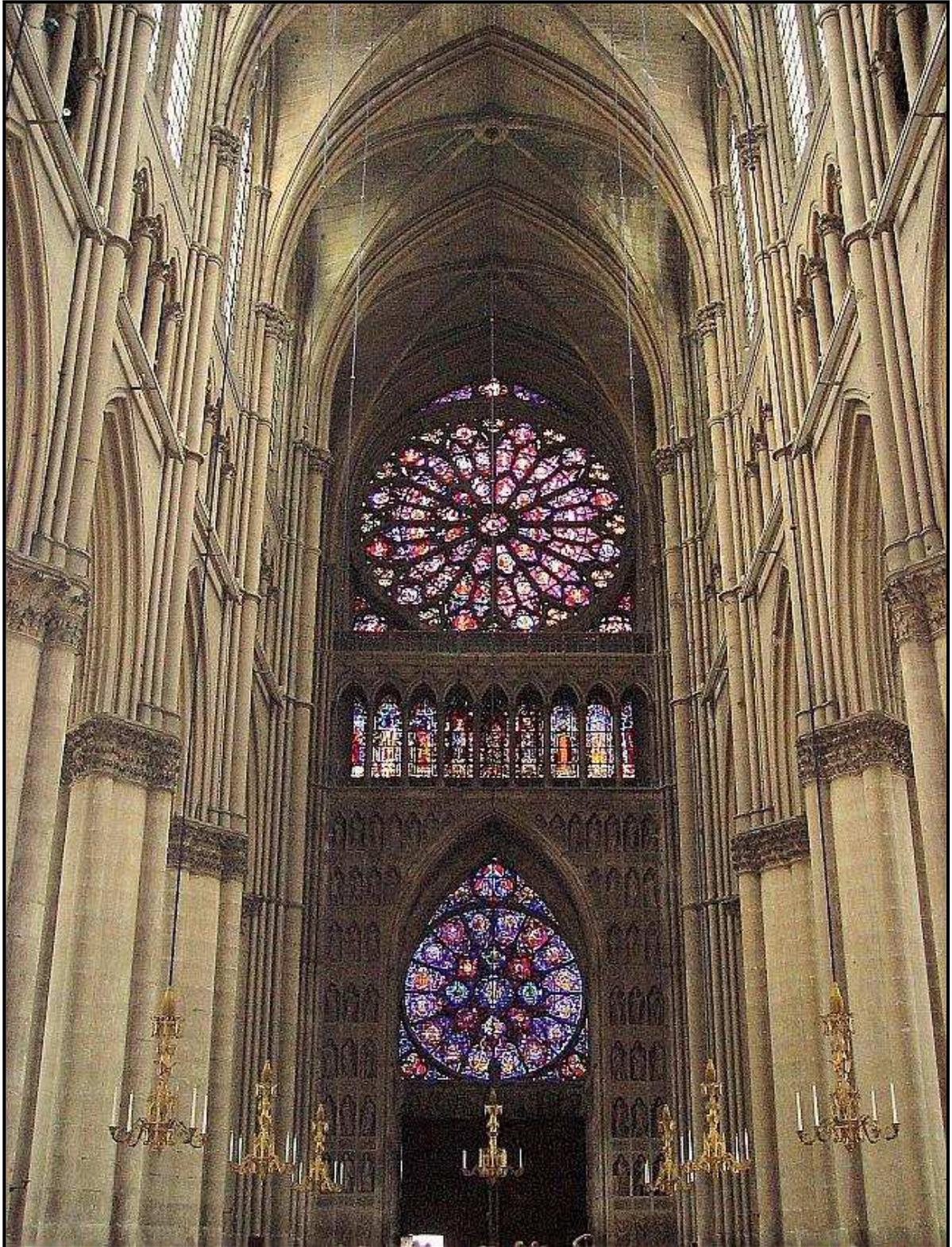


Foto 1.9 – Catedral de Reims, Paris.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Catedral_de_Notre-Dame_de_Reims



Foto 1.10 – Catedral de Reims, Paris.

http://pt.wikipedia.org/wiki/Catedral_de_Notre-Dame_de_Reims

A construção da Catedral de Notre Dame de Reims (Fotos 1.7, 1.8, 1.9 e 1.10), iniciou-se em 1211 d.C. e terminou em 1300 d.C. É a maior catedral gótica de Paris e de toda Europa. Possui vãos grandes valendo-se apenas de estruturas compridas. Seu interior é amplo e seu teto é sustentado por arcos que se apóiam em esbeltos pilares que são contraventados por arcos externos.



Foto 1.11 – Edifício Monadnock, Chicago.

<http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp383.asp>

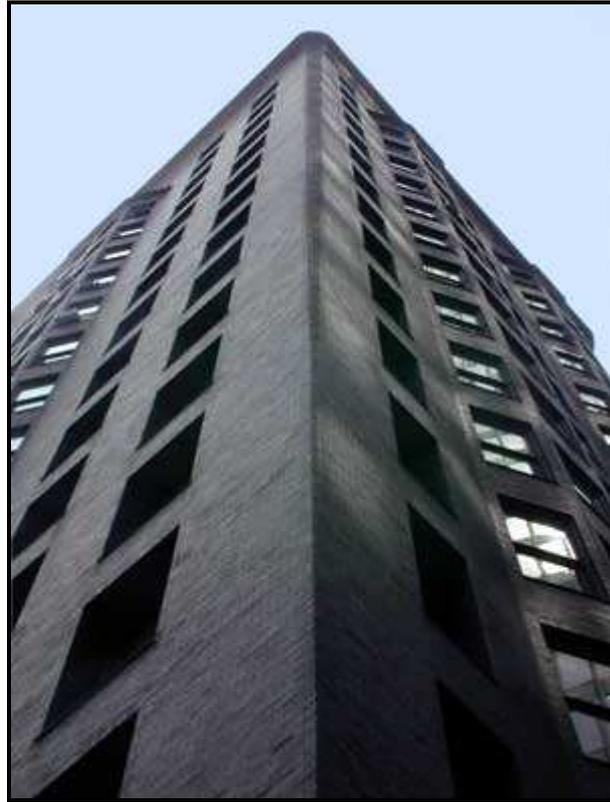


Foto 1.12 – Edifício Monadnock, Chicago.

<http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp383.asp>



Foto 1.13 – Edifício Monadnock, Chicago.

<http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp383.asp>



Foto 1.14– Edifício Monadnock, Chicago.

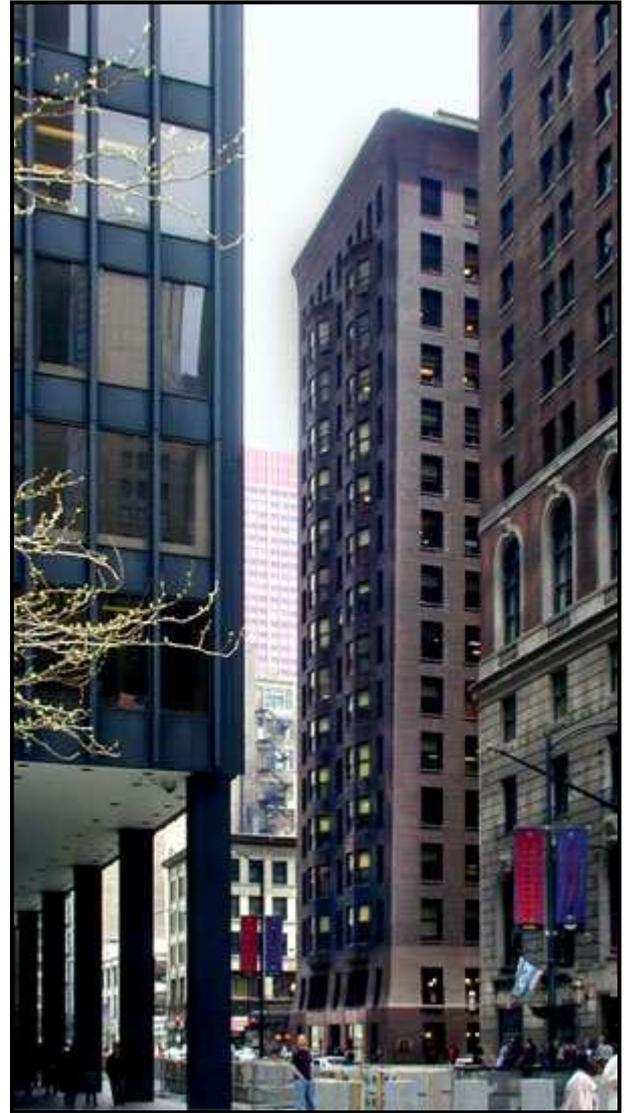


Foto 1.15 – Edifício Monadnock, Chicago.

<http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp383.asp>



Foto 1.16 – Edifício Monadnock, Chicago.

Acervo Biblioteca Nacional

O Edifício Monadnock (Fotos 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, 1.15 e 1.16), possui 16 pavimentos, 65 m de altura. As paredes da base têm 1,80 m de espessura. Sua construção iniciou em 1889 e terminou em 1891. Na época em que foi construído na cidade de Chicago, ele foi o ápice da tecnologia de alvenaria estrutural. Hoje, por exemplo, a espessura das paredes da base teria medidas inferiores a 30 cm.



Foto 1.17 – Hotel Excalibur, Las Vegas.

www.excalibur.com



Foto 1.18– Hotel Excalibur, Las Vegas



Foto 1.19 – Hotel Excalibur, Las Vegas.

http://www.expedia.com/pub/agent.dll?qscr=dspv&flag=1&itid=&itdx=&itty=&from=f&foop=0&hwrq=&htid=41308&spsh=&spsi=&crti=4&nfla=1&mdpcid=21187-1.ExpediaHotellImages|+Hotel_Review|+freesearch&&zz=1208994437890&



Foto 1.20 – Hotel Excalibur, Las Vegas.

www.excalibur.com

O Hotel Excalibur (Fotos 1.17, 1.18, 1.19 e 1.20), é o mais alto edifício de alvenaria estrutural da atualidade (AMRHEIN, 1998). Localizado em Las Vegas, é formado por quatro torres com 28 pavimentos. Cada torre possui 1.008 apartamentos. Foi executado com alvenaria armada de blocos de concreto e a resistência à compressão nas paredes da base é de 28 MPa.

O Edifício de Paul Haller foi construído em 1950 na Basileia (Suíça). Têm 42 m de altura, 13 pavimentos, as paredes internas têm espessura de 15 cm e as externas 37,5 cm, foi executado em alvenaria estrutural não-armada. Os valores das espessuras das paredes não são muito diferentes dos valores usados atualmente, 15 cm é o valor exato que atualmente seria obtido, e 37,5 cm estão muito mais relacionados com o conforto térmico que a necessidade de resistência.

1.3 ALVENARIA NO BRASIL

O sistema construtivo em alvenaria tem sido utilizado no Brasil desde o início do século XVI. Entretanto, as alvenarias com blocos estruturais podem ser vistas como um sistema construtivo mais elaborado e voltado para a obtenção de edifícios mais econômicos, racionais e demorou muito a encontrar o seu espaço.

Pode-se supor que os primeiros edifícios em alvenaria estrutural tenham surgido no Rio de Janeiro e em São Paulo no ano de 1966. Foram executados com blocos de concreto e tinham apenas quatro pavimentos.

Em 1972 foi construído o condomínio Central Parque. Ele tinha quatro blocos com 12 pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto. Pouco depois foi a vez do edifício Muriti, em São Jose dos Campos, com 16 pavimentos. Também foi executado em alvenaria armada de blocos vazados de concreto.

Apenas em 1977 se têm notícias dos primeiros edifícios, em alvenaria não-armada, com nove pavimentos. Essas edificações foram realizadas com blocos sílico-calcáreos (NBR7171 e HANAI, 2004), com 24 cm de espessura para as paredes estruturais.

O sistema acabou se firmando como uma alternativa eficiente e econômica para a execução de edificações residenciais e também industriais. Após a estabilização econômica houve uma crescente preocupação das empresas com relação à minimização de custos. Isto levou a uma busca científica por novos materiais, o que resultou em um impulso no sistema construtivo da alvenaria estrutural.

Dentro do sistema de alvenaria estrutural, a alvenaria não armada de blocos vazados de concreto (Foto 1.21) tende a ser um dos mais promissores, tanto pela economia proporcionada como pelo número de fornecedores já existentes. Sua utilização é a 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 do bloco necessária é de 1 MPa vezes o número de pavimentos acima do nível considerado (NBR 10837, NBR 6136 e DIN 1053).

Entretanto, a alvenaria de blocos cerâmicos também ganha força com o aparecimento de fornecedores para resistências superiores a 10 MPa. Dentro de algum tempo o uso de blocos de concreto terá uma preferência maior em relação aos blocos cerâmicos.



Foto 1.21 – Blocos de concreto, Rio de Janeiro.



Foto 1.22 – Edificação de padrão baixo em blocos de concreto, São Paulo.



Foto 1.23 – Edificação de padrão médio em alvenaria estrutural, São Paulo.



Foto 1.24 – Edificação de padrão médio-alto em alvenaria estrutural, São Paulo.

1.4 JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA

O uso da alvenaria como elemento estrutural vem crescendo exponencialmente, especialmente em construções residenciais destinadas às classes média, média baixa e pobre da população. A indústria de pré-moldados tem procurado atender a demanda por esse processo construtivo, mas há carência de controle técnico-científico na indústria de blocos de concreto e blocos cerâmicos.

Aliada a essa carência está à falta de engenheiros devidamente capacitados e conhecedores da técnica construtiva, dos cálculos de dimensionamento e dos softwares úteis aos procedimentos de cálculo. Dessa forma justifica-se o estudo pela investigação dos esforços tensionais para fazer um dimensionamento racional, econômico e seguro em consonância com as normas brasileiras e estrangeiras.

1.5 METODOLOGIA

A metodologia usada neste estudo é investigativa com análise numérica de desempenho das disposições estruturais:

Na pesquisa descritiva não há a interferência do pesquisador, segundo Barros e Lehfeld (2000), ele descreve o objeto de pesquisa, procura descobrir a frequência com que um fenômeno ocorre, sua natureza, característica, causas, relações e conexões com outros fenômenos. A partir do uso de técnicas como observação, participante ou não-participante, entrevistas, questionários, coleta de depoimentos, estudos do caso, o pesquisador busca as informações sobre o objeto de estudo.

“A pesquisa bibliográfica é desenvolvida a partir das contribuições dos diversos autores acerca de determinado assunto, mediante a consulta de livros, opúsculos, periódicos, etc”. (GIL, 1996, p. 42)

1.6 ESTRUTURA DO TEXTO

No capítulo 1 é feito um histórico do processo construtivo em alvenaria estrutural no mundo analisando-se construções do Egito antigo, de Roma antiga, França medieval, dos Estados Unidos do final do século XIX e do final do século XX. E também é feito um histórico desse processo construtivo no Brasil, desde a colonização aos dias atuais, com ênfase no século XX.

No capítulo 2 são apresentados os conceitos gerais, conceitos de projeto, componentes e características do sistema estrutural em alvenaria. Analisa-se a modulação horizontal e vertical, explica-se a importância da modulação e sua correta escolha e faz-se uma relação dos principais blocos produzidos no Brasil.

No capítulo 3 são feitas análises de cargas verticais e horizontais. Descrevem-se os sistemas estruturais mais relevantes, analisam-se o carregamento, as paredes portantes, os procedimentos algébricos de uniformização, as ações acidentais, os contraventamentos simétricos e assimétricos, os trechos rígidos para os lintéis, os acréscimos de segunda ordem e a deslocabilidade estrutural.

No capítulo 4 são feitos o dimensionamento dos elementos, a análise das tensões admissíveis e do método dos estados limites. São analisados os fatores geométricos no cálculo estrutural e a resistência da alvenaria segundo as normas brasileiras e estrangeiras, e por fim as análises da compressão simples, da flexão simples, da flexão composta e do cisalhamento.

No capítulo 5 são feitas as conclusões sobre os cálculos, as considerações finais e as sugestões para futuros trabalhos.

2 CONCEITUAÇÕES, COMPONENTES E ASPECTOS QUANTO À MODULAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 CONCEITUAÇÕES E COMPONENTES

2.1.1 Conceituações de projeto

Algumas importantes conceituações de termos que são utilizados no projeto de cálculo, de estruturas de alvenaria estrutural são feitas nesse capítulo, de modo que haja uma adequada compreensão. Sabbatini (2002) as define da seguinte maneira:

- a) alvenaria – é um componente complexo, conformado em obra, formado por tijolos ou blocos juntos entre si por juntas de argamassa, constituindo um conjunto rígido e coeso;
- b) alvenaria estrutural – é utilizada como estrutura suporte de edifícios e dimensionada a partir de um cálculo racional.

Do uso da alvenaria estrutural se obtêm:

- a) segurança pré-definida (são iguais as de outras tipologias estruturais);
- b) construção e projeto com responsabilidades de precisão nas definições e acompanhadas por profissionais qualificados;
- c) construção baseada em projetos específicos (estrutural-constructivo), confeccionados por engenheiros especializados.

Os processos construtivos de alvenaria estrutural (Pcae) são técnicas específicas de construir edifícios que têm como características fundamentais:

- a) utilizar como estrutura suporte paredes de alvenaria e lajes enrijecedoras;
- b) serem dimensionadas de acordo com métodos de cálculo racionais e de confiança determinada;
- c) haver um alto nível de organização de produção de maneira a possibilitar projetos e construção racionais.

Segundo Sabbatini (2002) tais processos se dividem em:

- a) PCAE não-armada (PCAE-NA) ou auto-suporte – empregam como estrutura suporte paredes de alvenaria sem armação. Os reforços metálicos são postos apenas com propósitos construtivos, como, em cintas, vergas, contravergas, na amarração entre paredes e nas juntas horizontais com o objetivo de não ter fissuras localizadas;
- b) PCAE parcialmente armada (PCAE-PA) – são PCAE que usam como estrutura suporte paredes de alvenaria sem armação e paredes com armação. Essas últimas são caracterizadas por possuírem os vazados verticais dos blocos cheios com graute, um tipo de micro-concreto de muita fluidez, envolvendo barras e fios de aço. Os PCAE-PA são dimensionados como os PCAE-NA, mas quando no dimensionamento aparecem trechos da estrutura com pedidos que provoquem tensões acima das permitidas, esses trechos são dimensionados como alvenaria armada.

2.1.2 Componentes do sistema estrutural

A NBR 10837 (Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto) aborda o conceito de componente e elemento sob uma ótica diferente da NBR 8798 (Execução e Controle de Obras de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto).

Componente é uma entidade básica da alvenaria estrutural, ou seja, algo que compõe os elementos que, por sua vez, comporão a estrutura.

Para Sabbatini (2002) e Ramalho (2003) os componentes principais da alvenaria estrutural são os blocos ou as unidades, a argamassa, o graute e a armadura.

O bloco ou a unidade é um componente, unidade de alvenaria, de fabricação industrial com dimensões que superam as do tijolo. As unidades são as principais responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura.

Quanto ao material componente as unidades podem ser de concreto, que são blocos feitos com agregados inertes e cimento portland, com ou sem aditivos, moldados em prensas vibradoras; podem ser cerâmicos, que correspondem aos blocos produzidos de material cerâmico conseguido com a queima em alta temperatura ($> 800^{\circ} \text{C}$) de argilas, moldados por extrusão; e unidades sílico-calcáreas. Sendo as de concreto as mais utilizadas no Brasil, seguidas pelas cerâmicas e por fim as sílico-calcáreas.

Com relação à forma as unidades podem ser maciças ou vazadas. São denominadas blocos ou tijolos, respectivamente. São maciças as que possuem um índice de vazios de no máximo 25% da área total. Se os vazios excederem esse limite, a unidade é classificada como vazada. Disso advêm dois conceitos estruturais importantes. A tensão em relação à área bruta se refere à área total da unidade, desconsiderando os vazios, e a tensão em relação à área líquida é calculada descontando-se a área de vazios. No Brasil, e muito mais usual a referência à área bruta, dessa forma todas as tensões citadas neste trabalho serão referentes à área bruta, exceto quando for feita uma observação. Os blocos apresentam uma área de vazios em torno de 50%, com isso a conversão da tensão na área bruta para a tensão na área líquida se faz multiplicando-se o primeiro valor por dois.

Com relação à aplicação as unidades podem ser de vedação ou estrutural. Neste trabalho serão abordadas apenas as estruturais. É importante observar o que está citado nas normas brasileiras quanto às resistências mínimas que devem apresentar essas unidades. A NBR 6136 – Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural dita que a resistência característica do bloco à compressão, medida em relação à área bruta, deve seguir os seguintes tópicos:

a) $f_{\text{bk}} \geq 6$ MPa: blocos em paredes externas sem revestimento;

b) $f_{\text{bk}} \geq 4,5$ MPa: blocos em paredes internas ou externas com revestimento.

Com isso só podem ser utilizados blocos de concreto com resistência mínima de 4,5 MPa. A NBR 7171- Bloco Cerâmico para Alvenaria menciona que para os blocos portantes cerâmicos a resistência mínima deve ser de 4 MPa.

A argamassa possui funções básicas de solidarizar as unidades, transmitir e uniformizar as tensões entre as unidades de alvenaria (plasticidade), absorver pequenas deformações e evitar a entrada de água e vento nas edificações. Ela deve ter boa trabalhabilidade, resistência, durabilidade e plasticidade, a plasticidade é mais importante que a capacidade resistente da argamassa à compressão. É composta de areia, cimento, cal e água.

O graute pode ser definido como um concreto com agregados de pequena dimensão e relativamente fluido, eventualmente necessário para preenchimento dos vazios dos blocos. Sua principal função é aumentar a área da seção transversal das unidades ou então proporcionar a solidarização dos blocos com eventuais armaduras posicionadas em seus vazios. Com isso pode-se aumentar a capacidade portante da alvenaria à compressão ou permitir que as armaduras colocadas combatam tensões de tração.

A NBR 8798 - Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto; determina quantidades-limite de cimento, cal e agregados para dosagens não experimentais.

Considera-se que o conjunto formado por bloco, graute e armadura (eventualmente) trabalhe monoliticamente, exatamente como ocorre no concreto armado. Para isso o graute deve envolver completamente as armaduras e aderir tanto a ela quanto ao bloco, formando um único conjunto.

De acordo com a NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, o graute deve ter sua resistência característica maior ou igual a duas vezes a resistência característica do bloco.

Com relação à armadura verifica-se que o aço (barras) usado nas construções em alvenaria é o mesmo utilizado nas estruturas de concreto armado, mas neste caso serão sempre envolvidas por graute. As armaduras colocadas nas juntas das argamassas de assentamento não estão envolvidas pelo graute (esta disposição é a única exceção). Nesse caso o diâmetro deve ser no mínimo 3,8 mm, não ultrapassando a metade da espessura da junta.

Os elementos são uma parte suficientemente elaborada da estrutura, sendo formado por pelo menos dois dos componentes anteriormente citados. Como exemplo de elementos tem-se as paredes, os pilares, as cintas, as vergas, etc.

2.1.3 Características do sistema estrutural

A utilização da alvenaria como elemento estrutural demanda materiais mais caros e uma execução mais cuidadosa, isso sem dúvida aumenta seu custo em comparação à alvenaria de vedação tradicional.

Nos casos usuais, esse aumento no custo de produção compensa com folga a economia que se obtém com a retirada das vigas e dos pilares (a alvenaria realiza o trabalho estrutural que seria realizado por esses elementos). É necessário que se tome alguns cuidados a fim de se obter uma relação econômica condizente com o sistema estrutural.

Esses cuidados dizem respeito a determinadas características da edificação. Não é correto afirmar que um sistema construtivo seja adequado a qualquer edificação.

Ramalho (2003) recomenda atenção e cuidado com relação à altura da edificação, com relação ao arranjo arquitetônico e com relação à utilização do imóvel.

No que se refere à altura da edificação limitam-se os edifícios a terem no máximo 15 ou 16 pavimentos. Para estruturas maiores, a resistência à compressão dos blocos não permite que a obra seja executada sem um esquema de grauteamento generalizado, prejudicando significativamente a economia. Mesmo que os blocos tivessem resistência adequada quanto à compressão, as ações

horizontais começariam a gerar tensões de tração significativas, exigindo a utilização de armaduras e graute inviabilizando novamente a questão econômica.

Quanto ao arranjo arquitetônico é importante considerar a densidade de paredes estruturais por metro quadrado de pavimento. Um valor razoável e que haja de 0,5 a 0,7 m de paredes estruturais por metro quadrado de pavimento. Dentro desses limites, a densidade de paredes pode ser considerada usual e as condições para seu dimensionamento também refletirão essa condição.

Sobre o tipo de utilização do imóvel, nota-se que esse sistema estrutural não é adequado para edifícios comerciais ou residenciais de alto padrão pelo fato da necessidade de grandes vãos. Esse sistema construtivo é mais adequado a edifícios residenciais de padrão médio ou padrão baixo, onde ambientes e vãos são relativamente pequenos. Em especial para edifícios comerciais, é desaconselhável o uso da alvenaria estrutural. Nessas edificações é muito comum o rearranjo das paredes internas, pode-se dizer que a adoção desse sistema nesse caso é muito perigoso.

2.2 ASPECTOS QUANTO À MODULAÇÃO

2.2.1 Conceitos e importância da modulação

A unidade é o componente básico da alvenaria. Uma unidade terá sempre três dimensões, que são o comprimento, largura e altura (Figura 2.1). O comprimento e a largura definem o módulo horizontal, ou módulo em planta, quanto à altura define o módulo vertical, a ser adotada nas elevações.

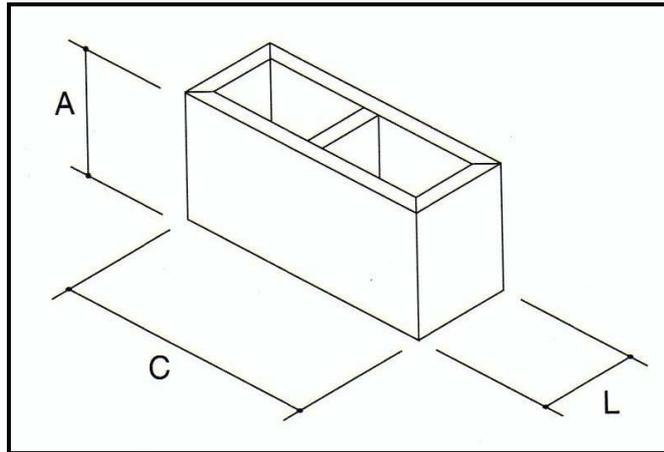


Figura 2.1 – Altura (A), comprimento (C) e largura (L) de um bloco

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

É importante que o comprimento e a largura sejam iguais ou múltiplos, de modo que se tenha um único módulo em planta. A amarração das paredes será muito simplificada, se isso acontecer, obtendo um ganho considerável em se tratando de racionalização do sistema de construção. Ramalho (2003) ressalta que se essa condição não for devidamente atendida, será conveniente usar unidades especiais para a correta amarração das paredes, o que pode resultar em algumas conseqüências ruins para o arranjo estrutural.

Ramalho (2003, p. 13) diz que modular um arranjo arquitetônico, ou pelo menos modular as paredes portantes desse arranjo, “significa acertar suas dimensões em planta e também o pé-direito da edificação, em função das dimensões das unidades, de modo a não se necessitar, ou pelo menos reduzir significativamente, cortes ou ajustes necessários à execução das paredes”.

A modulação é um procedimento muito importante para que uma edificação em alvenaria estrutural possa conseguir resultados econômicos e racionais. Se as dimensões de uma edificação não forem moduladas, da mesma forma que os blocos não devem ser cortados, os enchimentos resultantes, com toda certeza resultarão em um custo maior e uma racionalidade menor para a construção.

2.2.2 Blocos mais utilizados pela indústria da construção

Muitos blocos diferentes podem ser usados em uma obra de alvenaria estrutural, depende do tipo de bloco a ser usado, se maciço ou vazado, cerâmico ou de concreto. Para eles existem dimensões usualmente encontradas.

No Brasil é mais fácil achar blocos de modulação longitudinal de 15 cm e 20 cm, isto é, comprimentos múltiplos de 15 e 20 cm. No Norte e no Nordeste é comum usar o módulo 12 cm, que começa a ser usado também nas outras regiões brasileiras para edificações de até dois pavimentos. Normalmente, a largura é igual ao módulo longitudinal, porém para o caso de blocos de módulo longitudinal 20 cm, podem-se achar larguras de 15 ou 20 cm, segundo a norma NBR 6136 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural, pois em termos de altura, não é comum achar valores diferentes de 20 cm, com exceção para blocos compensadores. (HANAI, 2004)

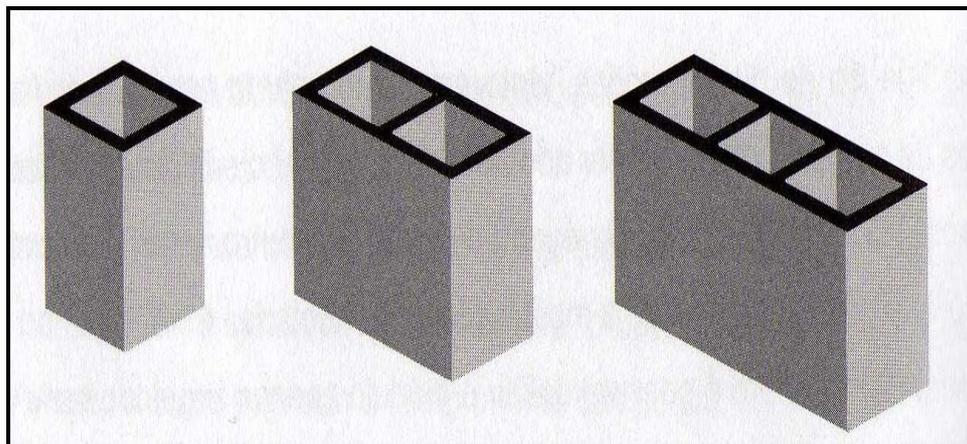


Figura 2.2 – Blocos com 15, 30 e 45 cm de comprimento, 15 cm de largura e 20 cm de altura.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

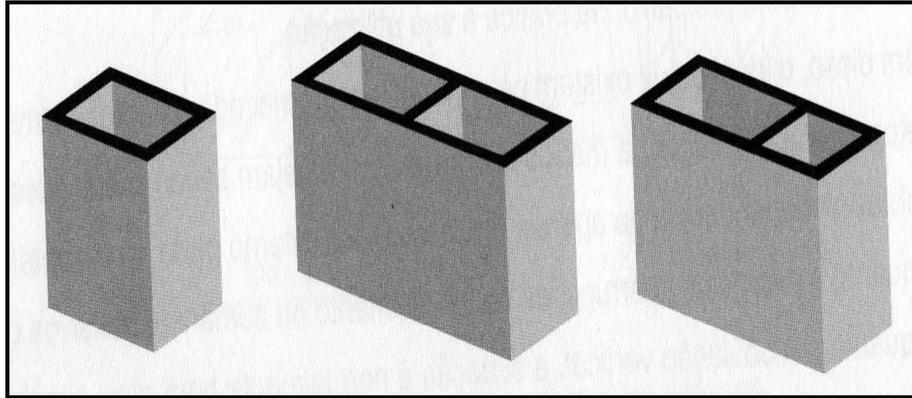


Figura 2.3 – Blocos com 20, 40 e 35 cm de comprimento, 15 cm de largura e 20 cm de altura.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

A NBR 6136 apresenta duas larguras padronizadas: largura nominal de 15 cm, blocos M-15 e largura nominal de 20 cm, blocos M-20. Com relação ao comprimento este está padronizado entre 20 e 40 cm e com relação à altura esta fica entre 10 e 20 cm. Esta padronização adotada, em especial quanto ao comprimento é adequada à largura de 20 cm e inadequada à largura de 15 cm.

2.2.3 ESCOLHA DA MODULAÇÃO A SER USADA

Num primeiro momento parece que o parâmetro a ser considerado na escolha do módulo horizontal a ser adotado para uma edificação seja seu arranjo arquitetônico. Se adotar o módulo de 15 cm, por exemplo, as dimensões internas dos ambientes em planta devem ser múltiplas de 15. Portanto, pode-se ter 60 cm, 1,20 m, 2,10 m, etc. Se for utilizado o módulo de 20 cm, as dimensões deverão ser múltiplas de 20, como: 60 cm, 1,60 m, 2,80 m, etc. Assim, o módulo a ser usado seria aquele que não tivesse tantas alterações em uma arquitetura previamente concebida ou que propiciasse a concepção de um projeto arquitetônico interessante.

De fato, a arquitetura é um aspecto muito relevante na definição do módulo a ser adotado. No entanto, o principal parâmetro a ser considerado para definir a distância modular horizontal de uma edificação em alvenaria é a largura do bloco a ser adotado. Isso é em decorrência de que o módulo longitudinal dos blocos a serem usados seja igual à largura a ser adotada, segundo Ramalho (2003).

Já o parâmetro usado na modulação vertical é o de ajustar a distância de piso a teto para que seja um múltiplo do módulo vertical, geralmente 20 cm, segundo Ramalho (2003).

Assim pode-se prescindir do uso de blocos especiais e evitar muitos problemas comuns, principalmente na ligação de duas paredes, tanto em canto quanto em bordas. Baseado nisso, o engenheiro projetista, antes de sugerir o módulo a ser usado, deve avaliar o edifício e verificar se a largura adequada será de 15 cm ou 20 cm, ou outro valor. Para Ramalho (2003) depois de feito esse procedimento é que se deve discutir o tipo de modulação a ser adotada.

2.2.4 Modulação horizontal

O primeiro conceito é o das dimensões reais. Quando se adota um módulo, chamado por Ramalho (2003) de M , esse módulo é referente ao comprimento real do bloco mais a espessura de uma junta, chamada de J .

O comprimento real de um bloco inteiro será $2M - J$ e o comprimento real de um meio bloco será $M - J$ (Figura 2.4). Ao considerar as juntas mais comuns, que são de 1 cm, então se têm os comprimentos reais dos principais blocos que serão seus comprimentos nominais (15, 20, 30, 35, 45 cm, etc.) diminuídos de 1 cm (14, 19, 29, 34, 44 cm, etc.). No entanto, não são tão raros blocos preparados para juntas de 0,5 cm, em especial nas famílias de módulo 15 cm. Nesse caso, os comprimentos reais seriam de 14,5 cm, 29,5 cm e 44,5 cm.

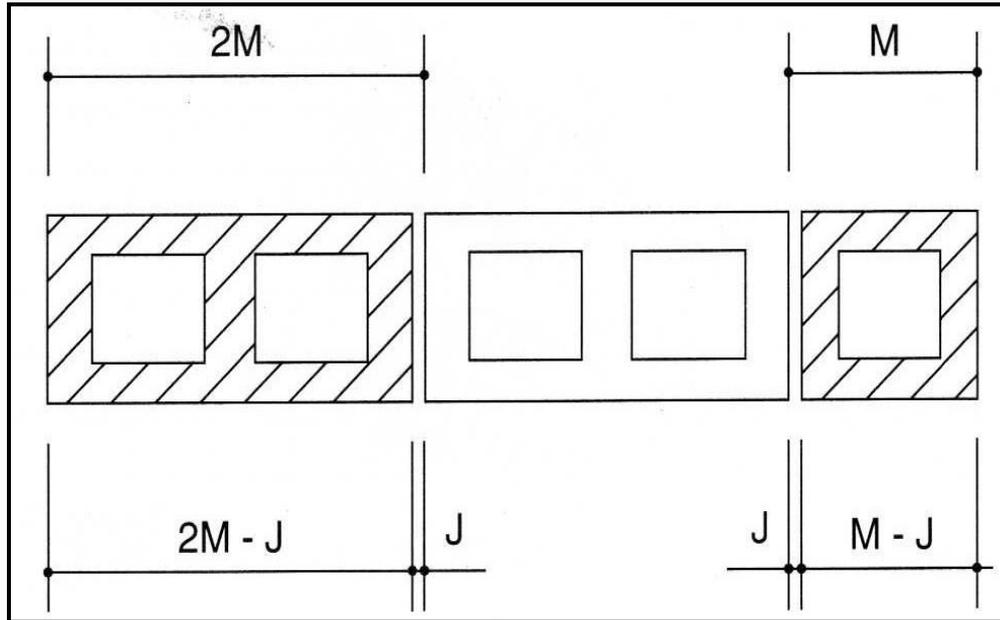


Figura 2.4 – Comprimento real e nominal de uma e de meia unidade.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

Portanto, as dimensões reais de uma edificação entre faces dos módulos (Figuras 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8), isto é, sem se levar em conta os revestimentos serão sempre fixados pelo número de módulos e juntas, que se fizeram presentes no intervalo. O autor ressalta que se pode ter dependendo do caso analisado:

$(n \times M)$, $(n \times M - J)$ ou $(n \times M + J)$.

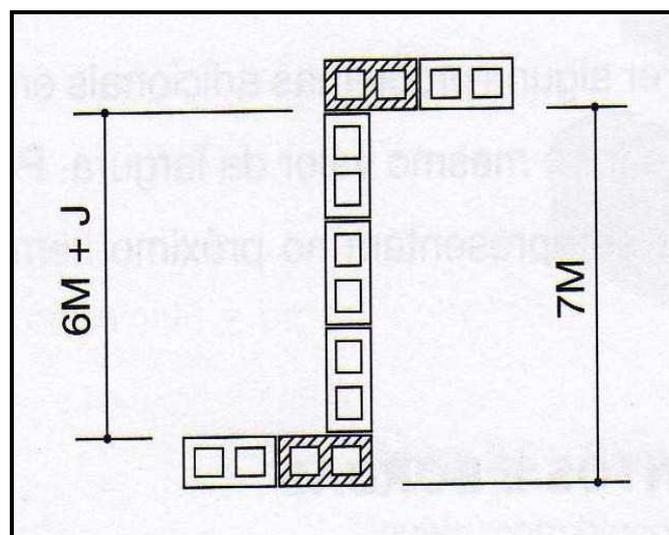


Figura 2.5 – Medidas reais entre faces de unidades.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

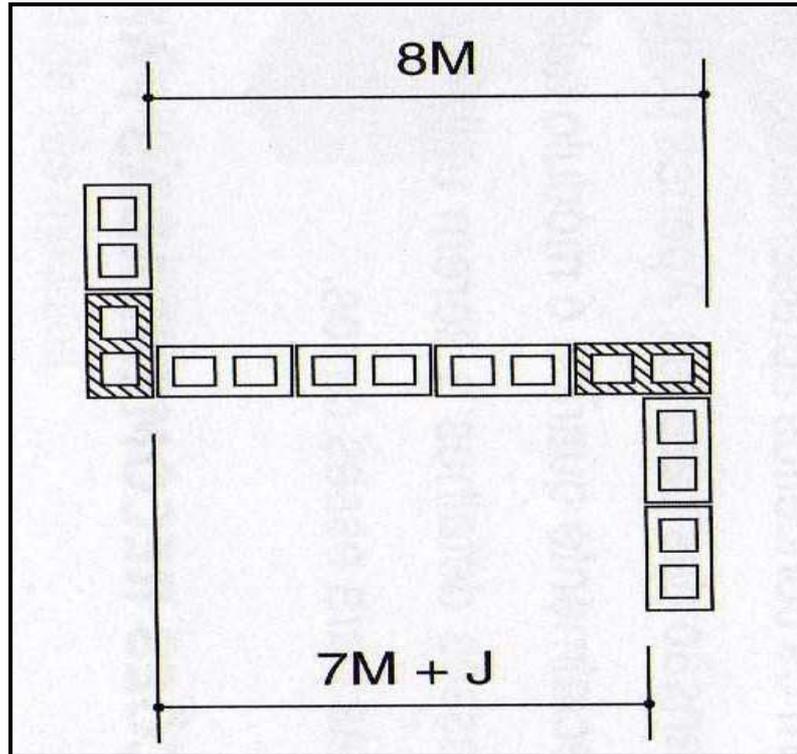


Figura 2.6 – Medidas reais entre faces de unidades.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

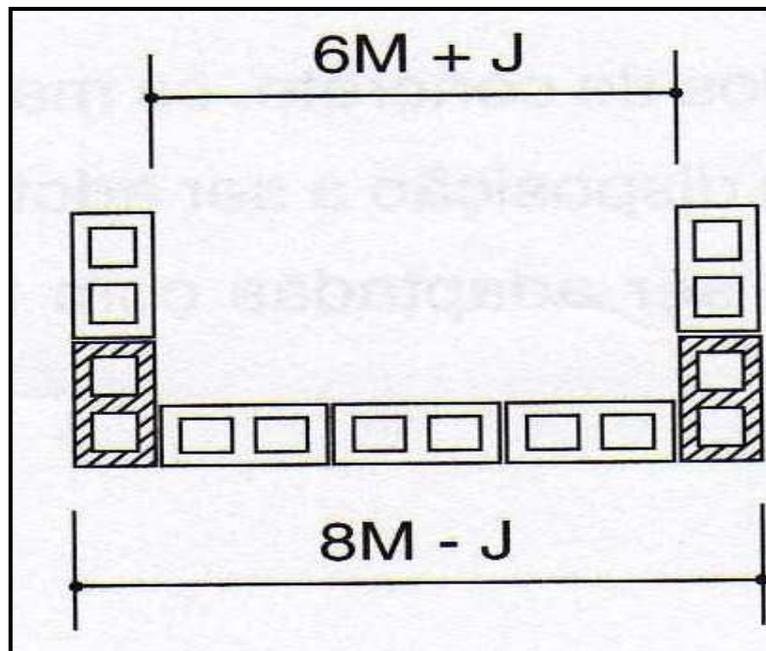


Figura 2.7 – Blocos paralelos.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

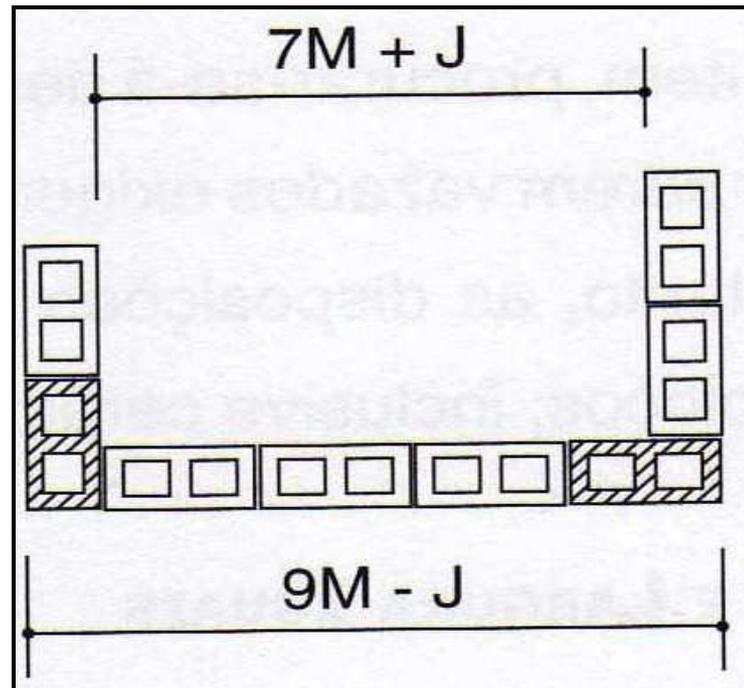


Figura 2.8 – Blocos perpendiculares.

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

Quando a dimensão entre unidades de borda ou de canto adjacentes é par vezes o módulo, os blocos ficarão paralelos (Figura 2.7). Se caso a dimensão for ímpar vezes o módulo, os blocos ficarão perpendiculares (Figura 2.8).

Outra maneira de se abordar a modulação horizontal é pelo uso da malha modular (Figura 2.9). O mercado oferece o módulo de 15 e o de 20. As dimensões resultantes serão múltiplas de 15 e 20 cm, de acordo com Manzione (2004).

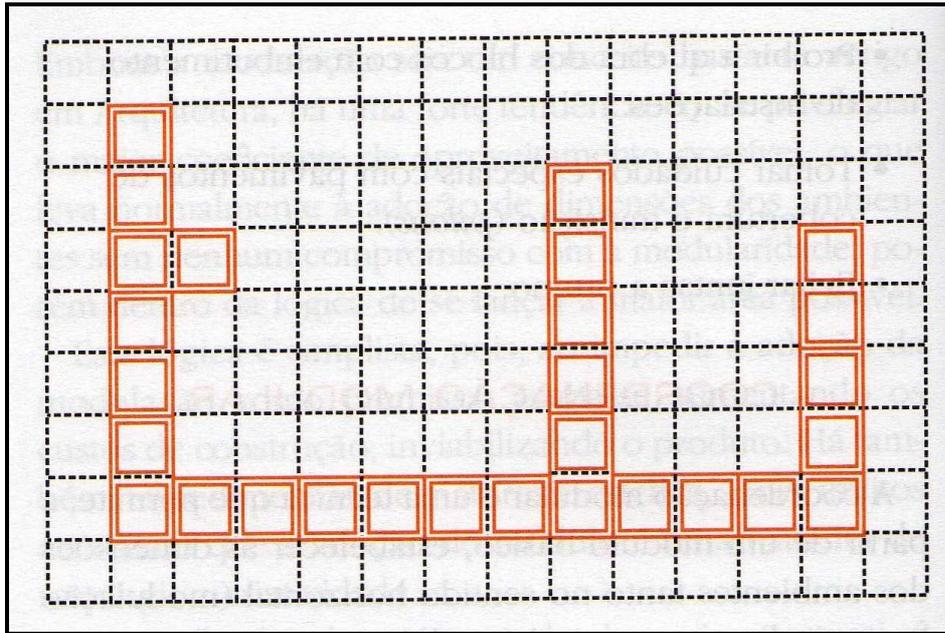


Figura 2.9 – Malha modular.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

Escolhe-se o módulo básico e após isso se faz o lançamento da primeira fiada dentro da malha modular. Os outros pontos dizem respeito às amarrações de cantos, encontros de paredes e vãos para esquadrias e instalações.

2.2.5 Cantos e bordas

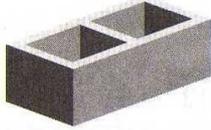
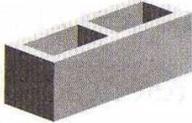
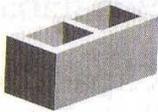
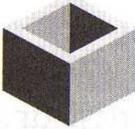
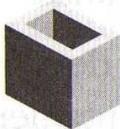
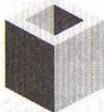
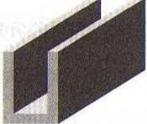
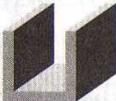
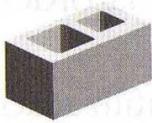
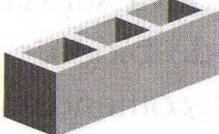
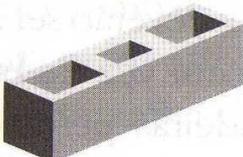
São pontos de transferência de carga e concentração de tensões, dessa forma exigem um tratamento especial segundo Manzione (2004).

São apresentados destaques para cantos e bordas quando o módulo adotado é igual à largura do bloco. Esse valor pode ser de 12, 15 ou mesmo de 20 cm. Ramalho (2003) menciona que a maior parte das edificações residenciais para a largura de bloco a ser aceita é de 15 cm, então o módulo ideal é de 15 cm. O autor diz que os detalhes de cantos e bordas são muito simples, principalmente se puder usar o bloco de três módulos nas bordas.

Caso o projetista não possa usar o módulo e a largura dos blocos iguais, então é preciso prever a adoção de blocos especiais para a solução de cantos e bordas.

Segundo Manzione (2004), ao se trabalhar com blocos modulares na amarração em “L”, se utiliza blocos da família 29 (Tabela 2.1) nos encontros de duas paredes ortogonais (Figura 2.10), pelo fato do comprimento das unidades serem iguais ou múltiplos de 15 cm, não é preciso usar outro bloco semelhante ao B34 da família 39.

Tabela 2.1 - Linha de blocos estruturais

	Família 39 (modular)	Família 39 (não-modular)	Família 29 (modular)
Inteiro	19 X 19 X 39 	14 X 19 X 39 	14 X 19 X 29 (B29) 
Meio	19 X 19 X 19 	14 X 19 X 19 	14 X 19 X 14 
Canaleta	19 X 19 X 39 	14 X 19 X 39 	14 X 19 X 29 
Meia canaleta	19 X 19 X 19 	14 X 19 X 19 	14 X 19 X 14 
Jota		14 X 19 / 28 X 19 	
Especial		14 X 19 X 34 (B34) 	14 X 19 X 44 (B44) 
Especial		14 X 19 X 54 (B54) 	

Fonte: Glasser, 2003

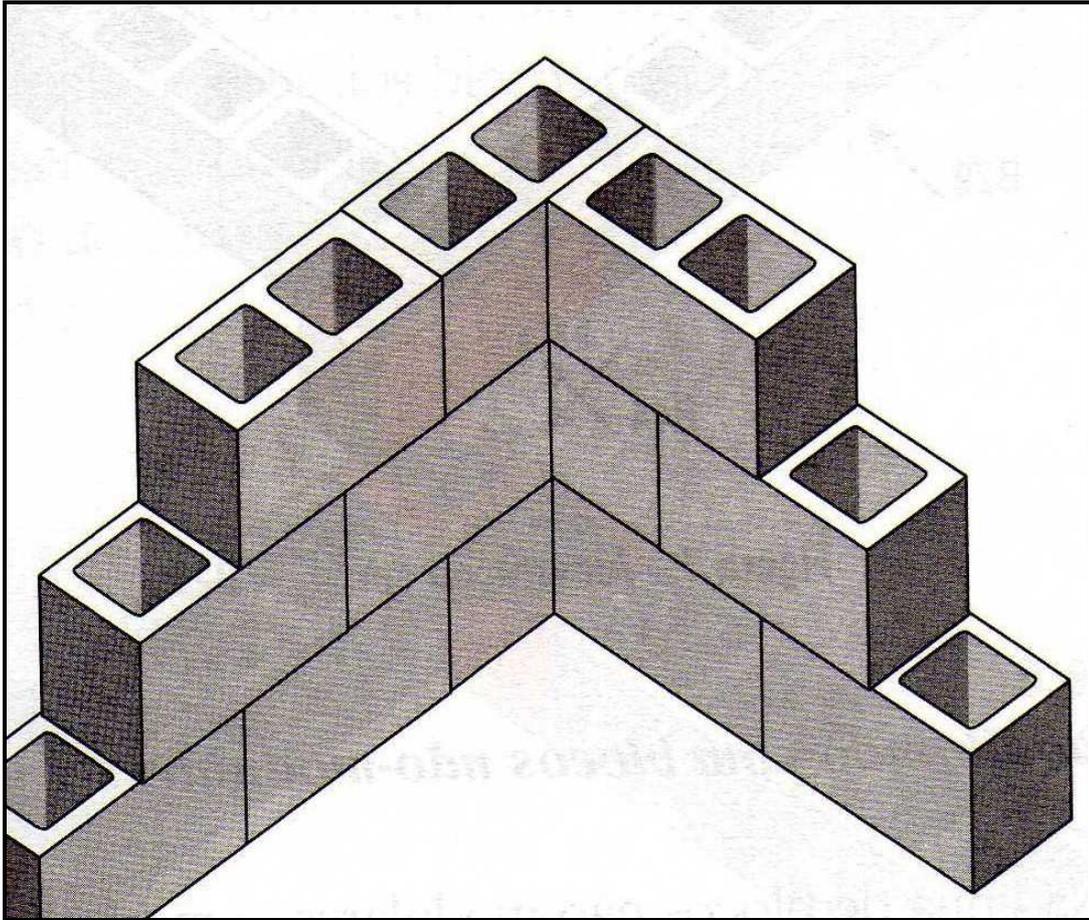


Figura 2.10 – Amarração em “L” – Família B29.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

Segundo também Manzione (2004), ao se trabalhar com blocos modulares na amarração em “T” (Figura 2.11), na junção de duas paredes contínuas com uma ortogonal, se utiliza o bloco B44 (Bloco de três módulos – Tabela 2.1). Em função do custo elevado, os blocos com módulo 20 são pouco utilizados e os blocos de módulo 15 não são capazes de repor a demanda, em função da irregularidade de sua produção industrial. Dessa forma a família de blocos mais utilizada é a família 39, não - modular que exige a utilização de blocos especiais para cantos e encontros de paredes.

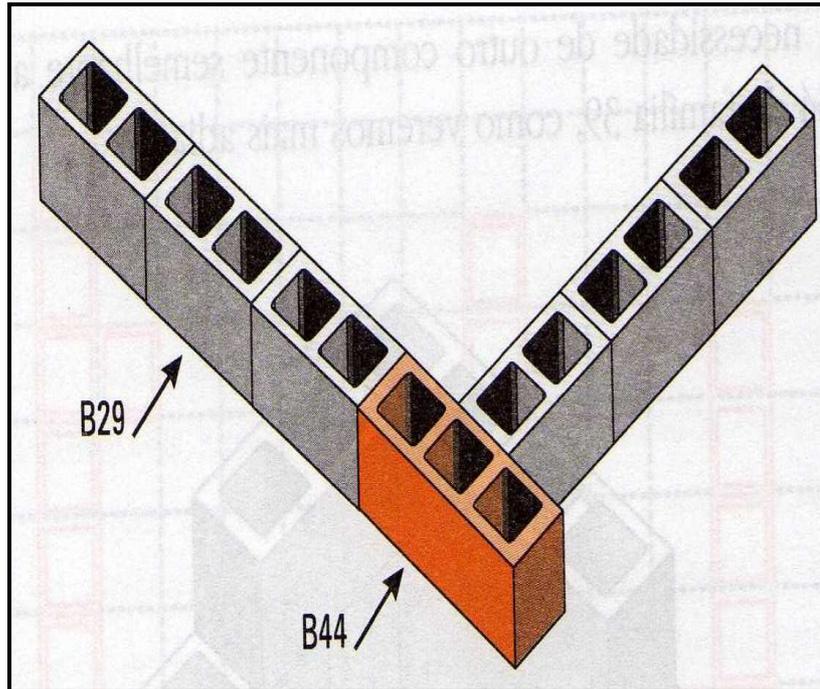


Figura 2.11 – Amarração em “T” – Família B29.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

Na linha de blocos não-modulares a indústria oferece a família 39 com peças especiais, compensadores B34 e B54, que permitem os acertos ideais à modulação e amarração de fiadas sem a necessidade de grampos (Figura 2.12).

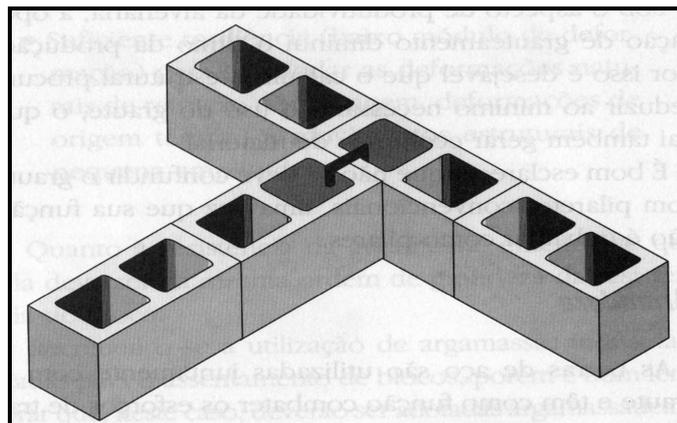


Figura 2.12 – Grampo no encontro de paredes.

Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

O módulo e a largura da unidade da família 39 não são iguais. Dessa forma é necessário o uso de blocos especiais para amarrações em “L” (B34) e para

amarrações em “T” (B54). Manzione recomenda adotar a unidade modular 20. Com isso os espaços terão suas medidas como múltiplos de 20 cm.

Na amarração em “L” (Figura 2.13) quando se utiliza a família B39 no encontro de duas paredes perpendiculares, deve-se adotar para firmar a unidade modular de 20 cm que é influenciada pela largura dos blocos de 14 cm, o B34. Com isso não ocorre juntas a prumo.

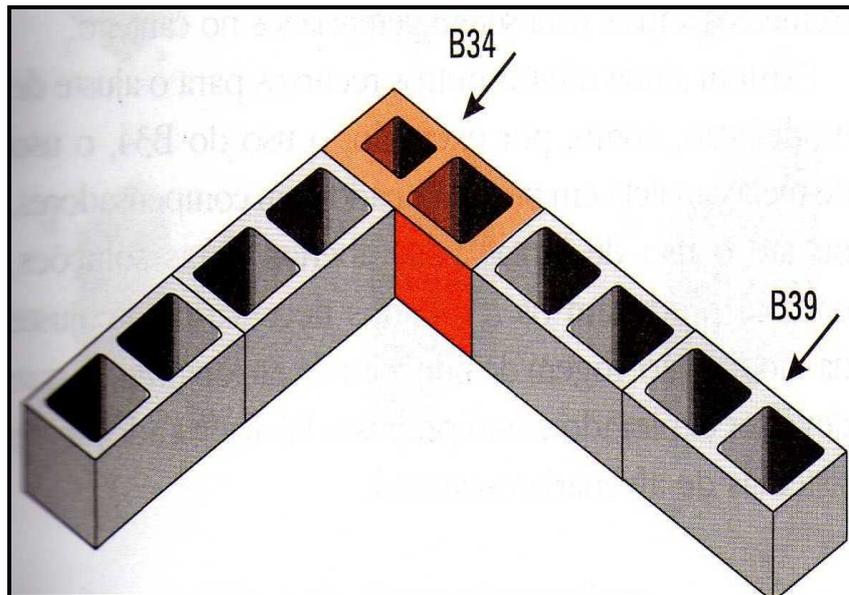


Figura 2.13 – Amarração em “L” – Família B39.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

Na amarração em “T” (Figura 2.14) exatamente nos encontros entre paredes contínuas com uma parede perpendicular, Manzione diz que se deve utilizar o B54 para reestruturar a unidade modular de 20 cm, (corrompida pela largura modular dos blocos de 15 cm) e não ocorrer juntas a prumo.

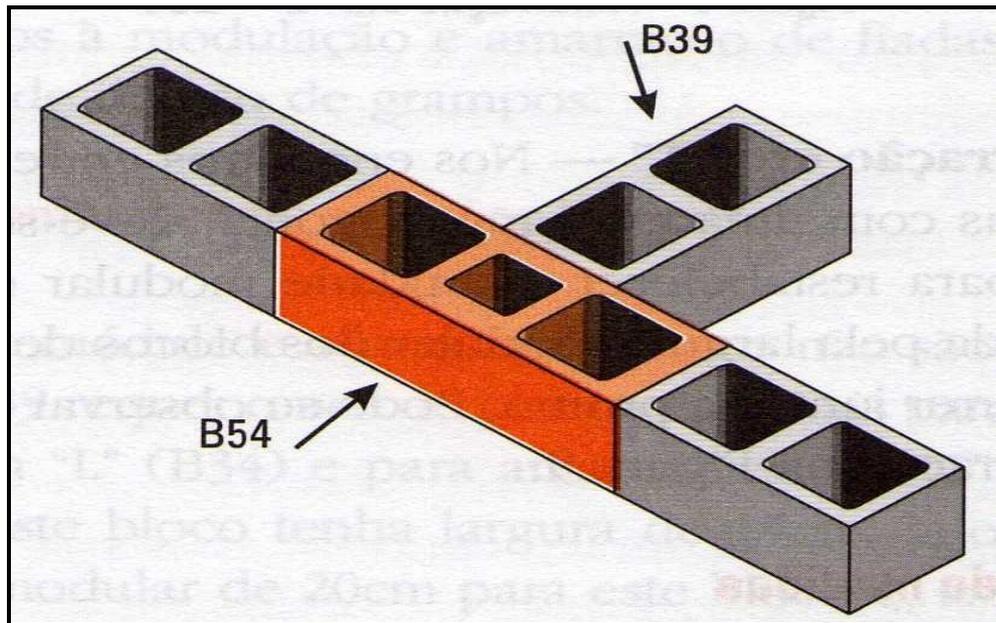


Figura 2.14 – Amarração em “T” – entre paredes contínuas.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

Em função de se trabalhar com números (medidas) quebrados e projetos não-modulares usam-se os recursos dos compensadores ou bolachas (Figura 2.15).

Além desses recursos há a possibilidade do uso do B34, o uso de meia canaleta em pé, o uso de juntas mais abertas. Mas essas práticas fogem à racionalidade do sistema construtivo de alvenaria estrutural em função da relativa morosidade da prática executiva e da dificuldade de obtenção das unidades citadas no mercado.

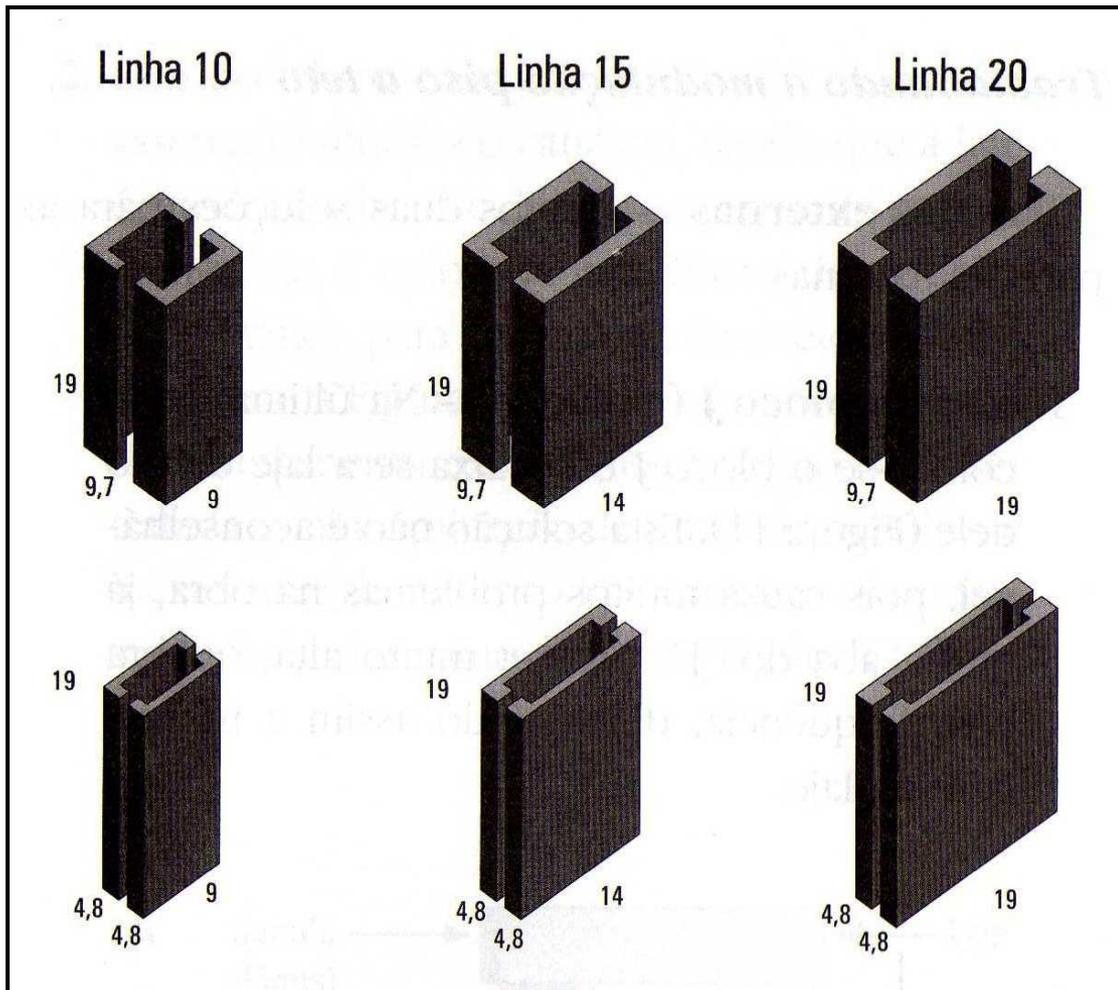


Figura 2.15 – Blocos Compensadores.

Fonte: Glasser, Catálogo da linha de blocos estruturais, 2003

2.2.6 Modulação vertical

É muito difícil a modulação vertical causar modificações significativas no arranjo arquitetônico. Segundo Ramalho (2003), existem duas maneiras de se fazer essa modulação. A primeira é aquela em que a distância modular é utilizada do piso a teto e a segunda maneira é que se pode usar a aplicação da distância modular de piso a piso.

Com relação à primeira maneira as paredes de extremidades acabarão com um bloco J que tem uma das suas laterais com uma altura maior que a convencional, de maneira a acomodar a altura da laje. Já as paredes internas terão sua última fiada formada por blocos canaleta comuns.

Quando não quiser ou não puder usar blocos J, mesmo nas paredes externas poderão ser usados apenas blocos canaleta convencionais, fazendo-se a concretagem da laje com uma fôrma auxiliar adequadamente posicionada.

Com relação à segunda maneira a última fiada das paredes externas será constituída por blocos J com uma das suas laterais com altura menor que a convencional, de maneira a fornecer a acomodação da espessura da laje. Entretanto as paredes internas terão, em sua última fiada, blocos compensadores para permitir o ajuste da distância de piso a teto que não estará modulada.

O autor diz que este procedimento é recomendado quando o fornecedor de blocos não puder fabricar blocos J e não se desejar fazer a concretagem usando fôrmas auxiliares. Os blocos canaleta comuns poderão ser cortados no canteiro, usando uma ferramenta adequada, de modo a permitir que os blocos J e os compensadores possam ser conseguidos de maneira fácil.

Já Manzione (2004) afirma que a modulação vertical é muito simples. Para isso deve-se adotar a distancia modular igual a 20 cm para as ambas as situações de piso a teto e de piso a piso.

Um detalhe importante é observar criteriosamente as paredes externas e internas para resolver os encontros da alvenaria com as lajes.

Manzione (2004) afirma que existem duas soluções para as paredes externas quando se trabalha na modulação piso a teto.

A primeira solução diz que na última fiada coloca-se o bloco J ou jotão e encaixa-se a laje dentro dele (Figura 2.16), e tal procedimento acarreta muitos problemas na obra, uma vez que a aba do jotão quebra com freqüência, sendo ela muito alta, dificultando dessa forma a montagem da laje.

A segunda solução diz que na última fiada assenta-se um bloco canaleta, onde a laje será apoiada. Colocam-se uma fôrma metálica ou de madeira nesse encontro de parede com laje para firmar o concreto da laje (Figura 2.17). Na fase de revestimento externo esse ponto receberá um tratamento com aplicação de uma tela metálica e execução de um friso horizontal na argamassa de fachada (Figura 2.18).

Para as paredes internas Manzione (2004) diz que elas sempre terminarão com uma fiada de blocos canaleta (Figura 2.19).

Com relação à modulação piso a piso Manzione (2004) recomenda usar os blocos j ou jotinhas nas últimas fiadas das paredes externas e também devemos usar blocos compensadores nas paredes internas (Figura 2.20).

Observa-se que essa técnica de construção utiliza mais dois tipos de unidades, os jotinhas e os compensadores. Com isso a reprodutividade no canteiro de obras é reduzida.

O jotinha é freqüentemente negligenciado pela indústria, ficando a sua produção no próprio canteiro de obras. Para isso serra-se o bloco canaleta a fim de se obter as medidas compatíveis com o próprio bloco. Esse procedimento gera gastos com aquisição e manutenção de serra, gastos com o disco de corte, gastos com a contratação de operário específico e patologias futuras.

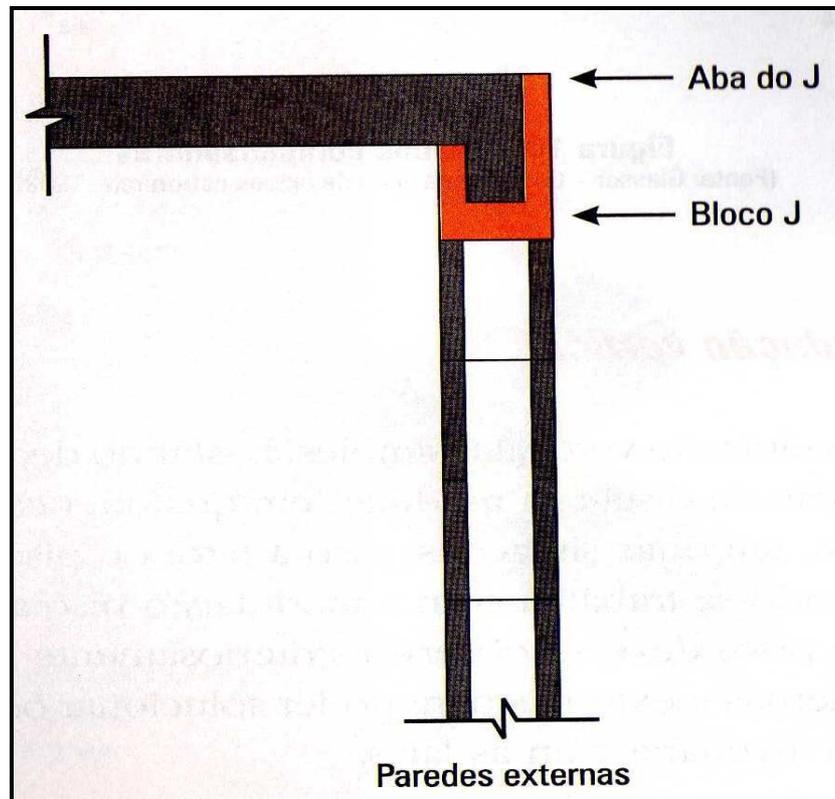


Figura 2.16 – Uso do Bloco J.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

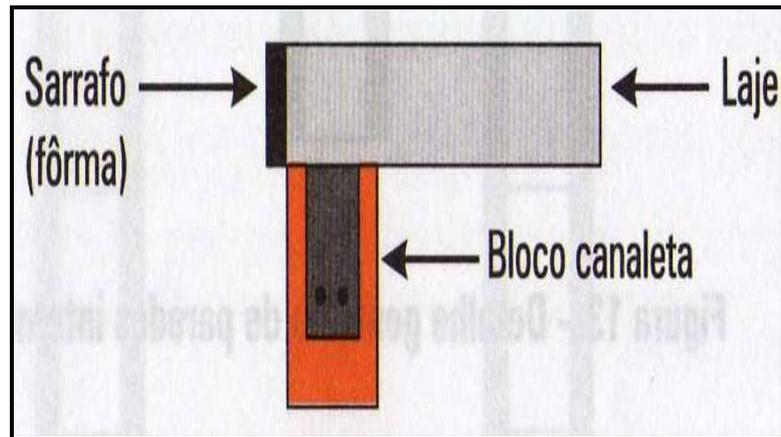


Figura 2.17 – Uso do bloco canaleta e da fôrma para o concreto.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

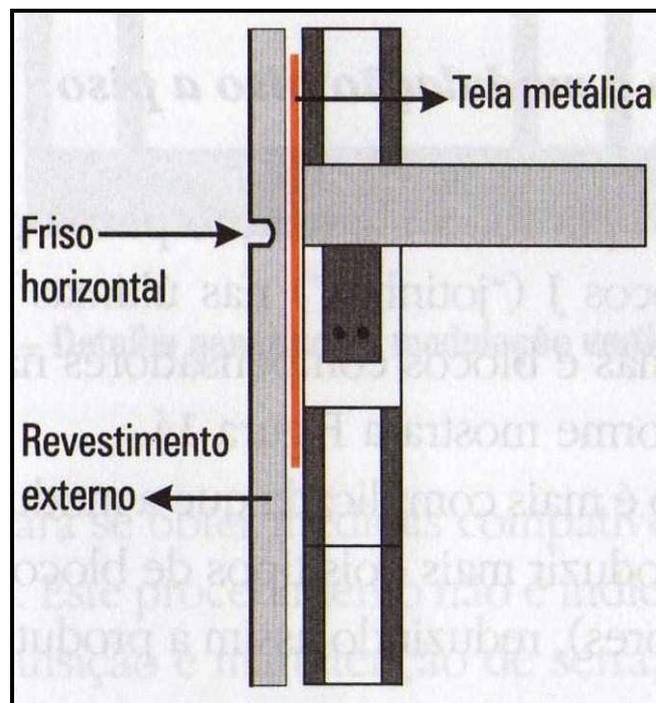


Figura 2.18 – Uso do bloco canaleta, aplicação de tela metálica e execução de friso horizontal na argamassa de fachada.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

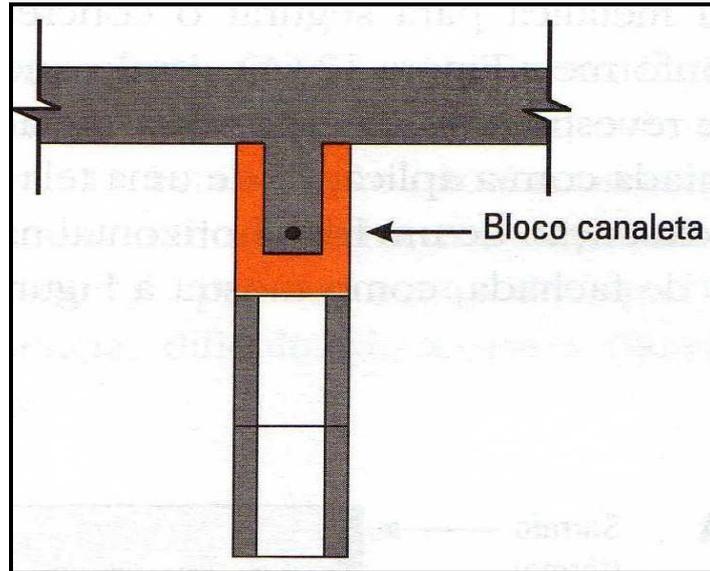


Figura 2.19 – Paredes internas com uma fiada de blocos canaleta.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

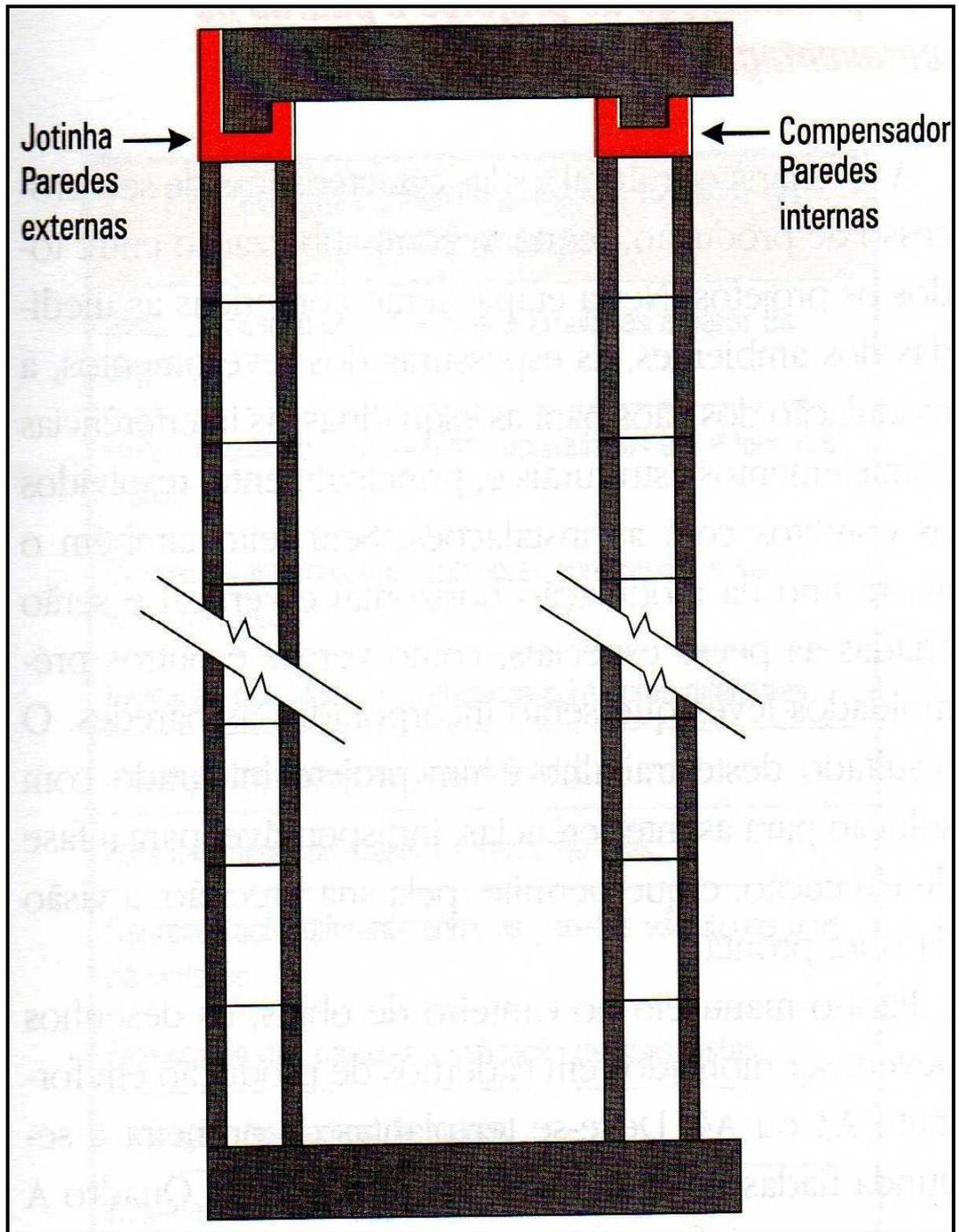


Figura 2.20 – Uso de blocos jotinhas nas paredes externas e compensadores nas paredes internas quando aplicada a modulação vertical piso a piso.

Fonte: Manzione, Leonardo, São Paulo, 2004

3 ANÁLISE DE CARGAS VERTICAIS E HORIZONTAIS

3.1 ANÁLISE VERTICAL

3.1.1 Sistemas estruturais relevantes

Na fase inicial do projeto estrutural se estabelece a partir de uma planta básica quais as paredes que serão consideradas estruturais ou não com referência às cargas verticais. Alguns aspectos como a utilização da edificação, a simetria da estrutura e etc., podem condicionar esta escolha. Essa série de fatores é chamada de sistema estrutural.

Os sistemas estruturais podem ser classificados em alguns tipos. De acordo com Hendry apud Ramalho (2003, p. 25), que criou uma classificação considerada clássica. Os sistemas estruturais podem ser nomeados de acordo com a disposição das paredes estruturais, ou seja, se são paredes transversais, paredes celulares ou sistema complexo.

As paredes transversais são usadas em edifícios de planta retangular e alongada. Na direção do maior comprimento, observa-se que as paredes externas não são estruturais, de maneira a permitir a colocação de grandes caixilhos. As lajes são unidirecionalmente armadas, apoiando-se sobre as paredes. São usados em construções relevantes como hotéis, hospitais, escolas, etc.

As paredes celulares são em sua totalidade estruturais. É um sistema estrutural adequado às edificações de todas as naturezas e edificações com diferentes utilizações.

As lajes podem ser armadas em duas direções, uma vez que existe a possibilidade de serem apoiadas em todo seu perímetro. É importante observar que

essa técnica de construção aumenta consideravelmente a rigidez da estrutura. São usadas principalmente em edifícios residenciais.

O chamado sistema complexo é o uso simultâneo das paredes transversais e das paredes celulares, quase sempre em regiões diferentes da planta da edificação. É uma técnica muito útil para edificações que precisam de uma quantidade limitada de painéis externos não estruturais, sendo possível manter uma região interna mais rígida, com todas as paredes com função estrutural.

Nas Figuras 3.1, 3.2 e 3.3 pode-se contemplar uma representação genérica de um sistema estrutural em paredes transversais, em paredes celulares e o sistema estrutural complexo respectivamente.

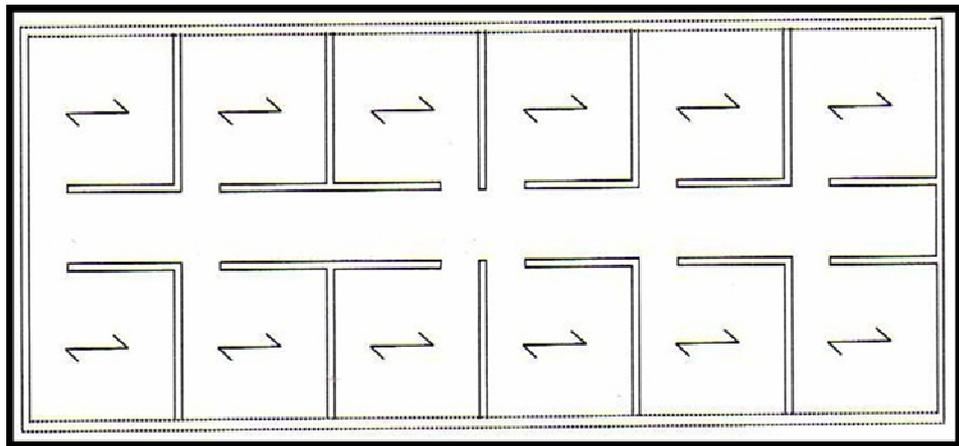


Figura 3.1 – Sistema de estruturas em paredes transversais

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

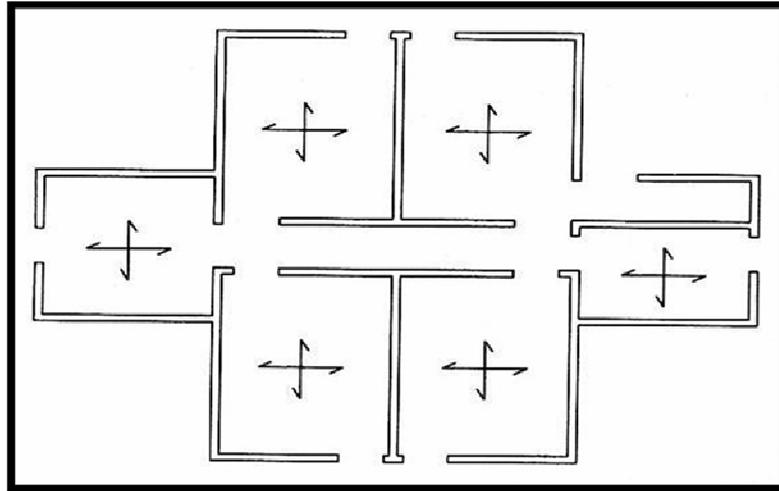


Figura 3.2 – Sistema de estruturas em paredes celulares

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

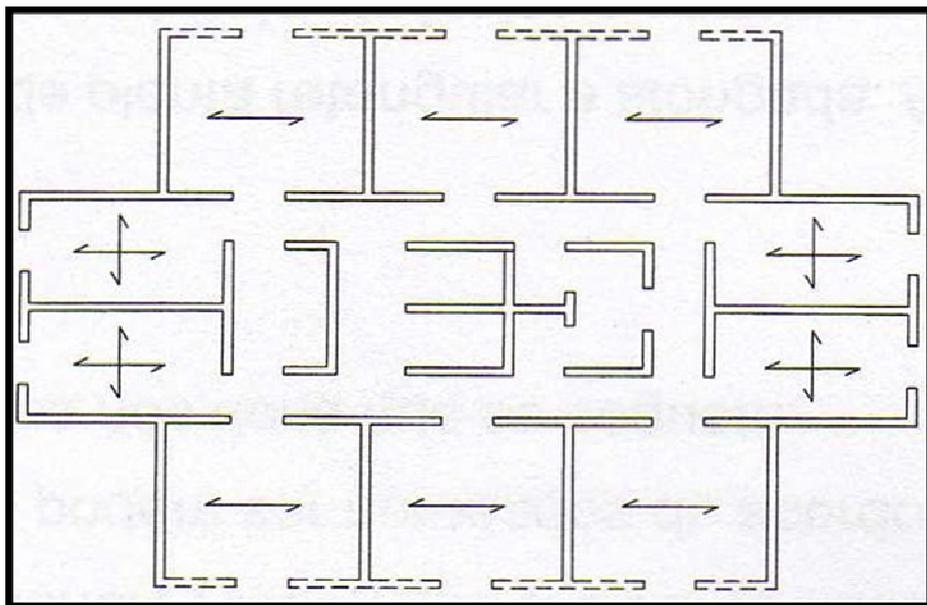


Figura 3.3 – Sistema de estruturas complexo

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

3.1.2 Carregamento

Em função da utilização da edificação se faz uma análise das cargas que deverão receber a atenção devida. Em um edifício industrial talvez seja necessário analisar as cargas oriundas de pontes rolantes. Mas no âmbito residencial as

principais cargas a serem analisadas nas paredes estruturais são, segundo Ramalho (2003, p. 26-28), as ações das lajes.

As mais relevantes cargas atuantes nas lajes de edifícios residenciais são divididas em dois grandes grupos que são as cargas permanentes e as cargas variáveis.

As principais cargas permanentes atuantes são o peso próprio, o contra piso, o revestimento ou piso e as paredes não-estruturais.

Importante observar que as cargas variáveis são cobertas pela sobrecarga de uso, que para os edifícios residenciais, variam de 1,5 a 2,0 kN/m². As lajes transmitem essas cargas para as paredes estruturais que são seu apoio.

Para calcular essas ações, existem dois casos a serem analisados distintamente:

- a) lajes unidirecionalmente armadas ou o caso de lajes pré-moldadas – nesse caso considerar só a região de influência de cada apoio, os lados ortogonais à direção da armadura;
- b) lajes bidirecionalmente armadas ou caso de ações de lajes maciças – nesse caso usa-se o procedimento das linhas de ruptura, recomendado pela NBR 6118 (Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – ABNT, 2003).

O peso próprio das paredes é dado pela expressão 3.1

$$P = \gamma \cdot e \cdot h \quad (3.1)$$

onde:

p = peso da alvenaria por unidade de comprimento;

γ = peso específico da alvenaria;

e = espessura da parede (bloco + revestimento);

h = altura da parede (colocar no cálculo eventuais aberturas).

Tabela 3.1 - Principais pesos específicos para alvenaria

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

Fonte: Ramalho, Marcio, 2003

A Tabela 3.1 mostra uma relação entre pesos específicos alvenarias.

3.1.3 Paredes portantes

Ao se colocar um carregamento em uma parede de alvenaria estrutural e este carregamento se localizar apenas sobre uma parte do seu comprimento, haverá uma distribuição dessa carga ao longo de sua altura, ou seja, uma transmissão de carga ao longo de sua altura. A norma brasileira NBR10837 – cálculo de estruturas de alvenaria de blocos vazados de concreto estabelece que essa distribuição deve ocorrer em um ângulo de 45°.

Outro aspecto importante com relação à distribuição é a observação do comportamento dos cantos e das bordas. Paredes executadas com amarração intercalada, unidades numa e noutra direção, sem juntas a prumo, possuem um comportamento semelhante às paredes planas no aspecto da transmissão de energia. Não há obstáculos significativos a essa transmissão.

Caso não haja forças interativas em um determinado canto, conseqüentemente não haverá a transmissão de energia e também não ocorrerá a uniformização das cargas. Um bom exemplo da não existência de forças interativas é a falta de uma junta a prumo no ponto considerado.

Outro ponto crítico na transmissão de energia são as aberturas nas paredes. Estas caracterizam elementos distintos e não um único elemento, ou seja, uma

parede com aberturas se caracteriza do ponto de vista estrutural como um conjunto de paredes distintas. A engenharia aborda o tema afirmando que mesmo nessa situação ocorre a transmissão de energia, mais essa transmissão ocorrerá em um nível mais baixo.

As Figuras 3.4, 3.5 e 3.6 mostram o espalhamento do carregamento em paredes planas, a interação de paredes de canto e a interação de paredes em aberturas de janela.

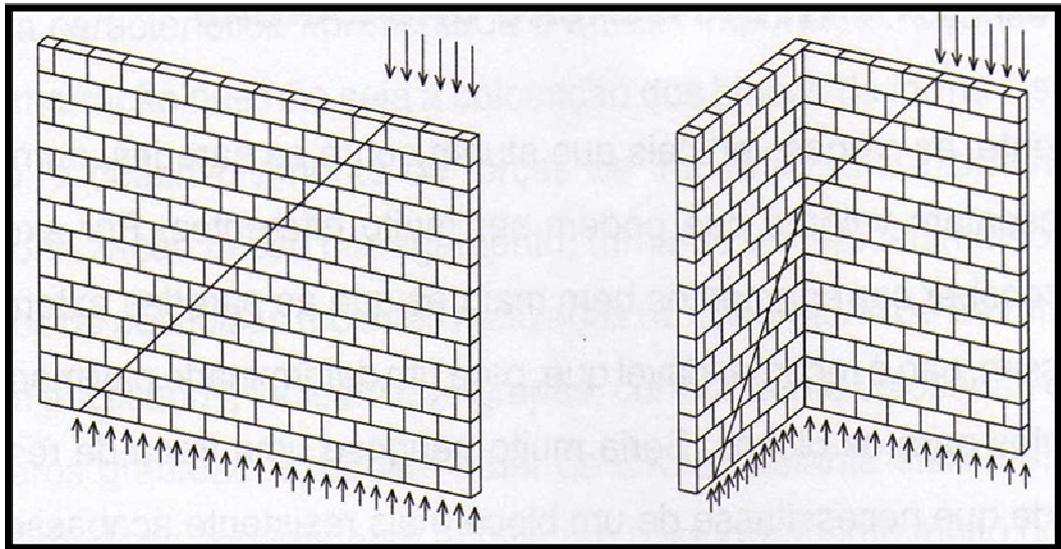


Figura 3.4 – Espalhamento do carregamento em paredes planas e em paredes em L

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

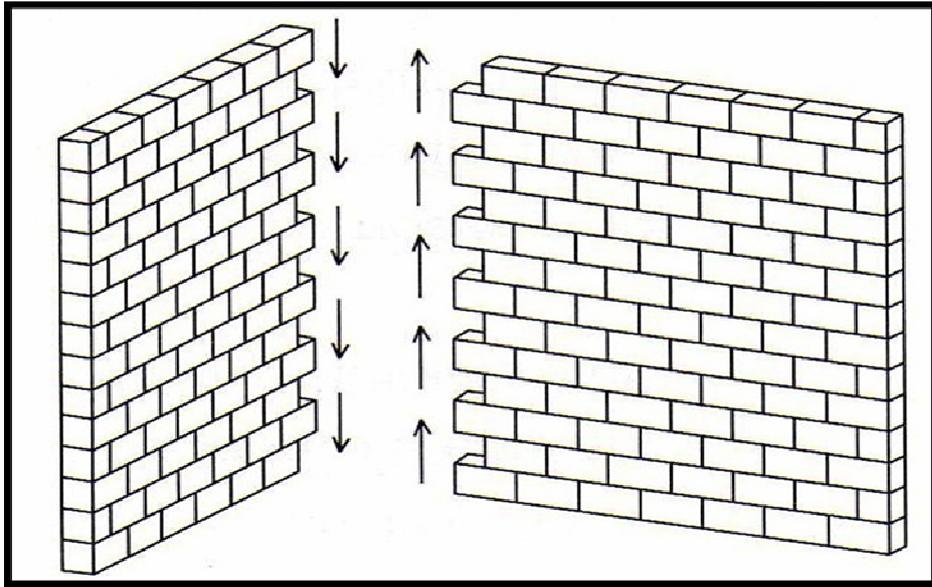


Figura 3.5 – Interação entre paredes em um canto

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

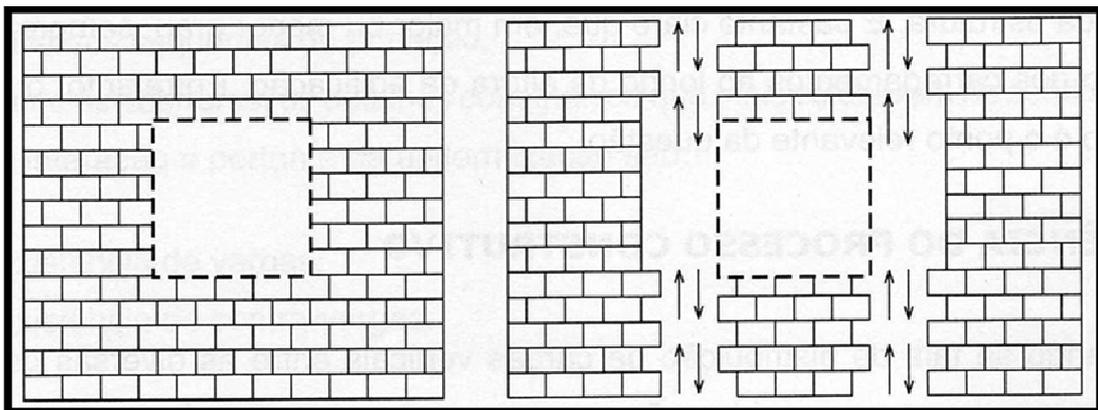


Figura 3.6 – Interação de paredes em um ponto de abertura para janela

Fonte: Ramalho, Márcio R. S. Corrêa, São Paulo, 2003

Geralmente, as cargas verticais que atuam sobre as paredes, num certo nível da edificação, apresentam valores que podem ser muito diferentes. Como exemplo, Sabbatini (2002) cita as paredes internas tendem a receber carregamentos bem maiores que as paredes externas.

O autor comenta que não é recomendado para um determinado pavimento, que sejam usadas resistências diferentes para os blocos. Seria muito perigosa uma troca de resistências, fazendo com que uma parede que precisasse de um bloco

mais resistente, acabasse sendo construída com um bloco menos resistente e vice-versa. Isso ocorre porque os blocos em geral não têm nenhuma indicação explícita dessa resistência, e a falta dessa indicação pode levar facilmente a enganos executivos.

O bloco mais carregado define a resistência naquele pavimento. É conhecido que o processo de grauteamento aumenta significativamente a capacidade portante da unidade, mas não pode ser utilizado como solução constante para erros executivos na obra, pois é de difícil execução e bastante oneroso.

Uma maior uniformização das cargas ao longo da altura da edificação leva a uma redução das resistências dos blocos discriminados em projeto e com isso trás economia para o canteiro de obras. Isso não acontecendo acarreta em redução na segurança da estrutura. O engenheiro deve aliar em seu trabalho uma boa transmissão e uniformização dos carregamentos verticais, deve aliar fator econômico e por fim aliar a segurança.

3.1.4 Procedimentos de uniformização

A técnica executiva é uma variável muito relevante quando se trata de distribuição de cargas verticais entre as várias paredes de um pavimento. Algumas das providências construtivas que mais ajudam para a existência de forças de interação elevadas e então uma maior uniformização das cargas verticais quando se trata de cantos e bordas são:

- a) amarração das paredes em cantos e bordas sem juntas a prumo;
- b) existência de cintas sob a laje do pavimento e à meia altura;
- c) pavimento em laje maciça.

Outras técnicas empíricas que possuem um plausível grau de confiabilidade na uniformização das cargas são:

- a) amarração em cantos e bordas com blocos de forma;
- b) colocação de grapas em cantos e bordas com a ajuda do grauteamento dos furos;

- c) colocação de cintas sob a Laje e a meia altura;
- d) lajes maciças.

Mas observa-se que a técnica da colocação de telas e barras em cantos e bordas é extremamente duvidosa quanto ao parâmetro da transmissão de energia em cantos e bordas. É importante dizer que o aspecto positivo dessas técnicas não pode ser corretamente quantificado e por isso há necessidade de maiores pesquisas e ensaios laboratoriais.

Afirma-se no universo de aberturas para portas e janelas que os elementos construtivos que mais direcionam a estrutura no sentido de aumentar as forças de interação e a uniformização da energia mecânica de carregamento, são:

- a) existência de vergas;
- b) existência de contra-vergas.

Os procedimentos de cálculo mais indicados, no sentido de distribuir e uniformizar as cargas são as paredes isoladas, os grupos isolados de paredes, os grupos de paredes com interação e a modelagem tridimensional em elementos finitos.

As paredes isoladas representam um procedimento simples e rápido, para achar a carga numa parede, num certo nível, é somar todas as cargas atuantes nessa parede nos pavimentos que estão acima do nível considerado.

Como não se leva em consideração a uniformização da energia então a resistência calculada para o bloco será devidamente majorada. Sabbatini (2002) recomenda que esse procedimento seja aplicado em edificações de pequenas alturas, pois os blocos resistentes em função da majoração citada são mais caros.

Em termos de cálculo considerar as paredes isoladas pode levar a erros estimativos de ações sobre pavimentos de pilotis e fundações de concreto armado.

Os grupos isolados de paredes representam o conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Em geral, as fronteiras dos grupos isolados de paredes são as aberturas para portas e janelas. Nessa técnica consideram as

cargas completamente uniformizadas em cada grupo de paredes. Nos cantos e bordas as forças de interação são relativamente grandes para garantir o espalhamento e a uniformização das cargas. As paredes em conjunto trabalham completamente isoladas de outras paredes também em conjunto.

No cálculo estrutural atribui-se valor modular zero para as forças de interação nas aberturas. Outro ponto importante no cálculo estrutural é a adoção da técnica de linhas de ruptura, onde a laje de concreto é dividida em triângulos e trapézios e com isso determinam-se as regiões da laje que transmitem as cargas aos respectivos grupos de paredes.

Com relação à uniformização das cargas verticais Hendry (1981) mediu deformações em paredes no primeiro pavimento de um prédio em construção de cinco pavimentos e observou que as cargas se uniformizavam à medida que os pavimentos eram construídos.

Segundo Sabbatini (2002) esta uniformização é um procedimento bem aceito internacionalmente, e é o mais recomendado em função de ser recomendado para edificações de qualquer altura, respeitando para isso os limites impostos pelo sistema construtivo da alvenaria estrutural.

O procedimento de grupos de paredes com interação é continuação do procedimento da uniformização, de modo que os próprios grupos de paredes interagem entre si e essa interação também ocorre sobre as aberturas. Deve-se saber quais grupos de paredes estão interagindo, e para os grupos em interação deve-se definir qual é a taxa de interação das cargas, e com isso se determinar a uniformização em função desta taxa.

3.1.5 Ações acidentais

Sabbatini (2002) descreve as ações acidentais como sendo ações que estão fora do conjunto em geral considerado para o projeto de uma edificação, com ações devidas a explosões e impactos. Segundo o autor, essas verificações tiveram importância depois que um acidente aconteceu em 1968 na Inglaterra. Um edifício de 23 pavimentos, o *Ronan Point*, passou por um colapso progressivo após a explosão de um botijão de gás no 18º pavimento. Na retirada de um de seus painéis

portantes, que era um painel pré-moldado, as lajes que estavam acima do nível acidentado entraram em colapso, levando à ruína todo um canto da edificação.

Existem dois modos de se prevenir o colapso progressivo. Em primeiro lugar evitar a possibilidade de ocorrência do dano acidental, em segundo lugar admitir a possibilidade de ocorrência do acidente e evitar o colapso progressivo.

A primeira opção é na maioria das vezes impraticável além de onerosa, mas existem exemplos de viabilidade dessa opção um deles seria a construção de protetores a fim de evitar, por exemplo, o choque de veículos com o primeiro pavimento de uma edificação.

Tal procedimento de segurança é muito comum em estruturas de concreto protendido, mas pouco idealizado em estruturas de concreto armado e em estruturas de alvenaria estrutural.

A segunda opção consiste em evitar o conjunto de ações que levam da edificação ao colapso. Por exemplo, uma majoração no item transpasse sobre todas as paredes.

3.2 ANÁLISE HORIZONTAL

Algumas considerações iniciais são importantes no fundamento das técnicas de distribuição das ações horizontais.

Qualquer elemento retirado de um sistema de contraventamento deve ser feito de forma racional de maneira que sua saída possa ser substituída por outro elemento ou que simplesmente essa saída não signifique nenhuma alteração importante nos esforços sobre sua vizinhança.

Lajes são consideradas diafragmas rígidos; elas são as responsáveis pela transmissão das ações horizontais aos painéis de contraventamento. O uso das lajes pré-moldadas deve passar por restrições, em prédios com mais de cinco pavimentos não é um sistema construtivo muito adequado, em função do aumento significativo das ações horizontais. Ramalho (2003) recomenda para edifícios com menos de cinco pavimentos o uso de lajes pré-moldadas com capa de concreto

moldado no local, as armaduras podem ser adicionadas em duas direções ortogonais.

Assimetrias elevadas dificultam a transmissão e distribuição das ações horizontais; essa dificuldade se dá em escala de projeto de cálculo e se dá na utilização da estrutura, uma vez que tensões maiores são geradas nas lajes. Uma explicação simples é o fato de que a ação quando ocorre segundo um eixo de simetria da estrutura, as lajes somente transladam; mas quando não há esse eixo de simetria a laje além de transladar, rotaciona.

As ações horizontais que devem ser levadas em conta, no Brasil, são a ação dos ventos e o desaprumo. Às vezes podem acontecer empuxos desequilibrados do solo. Por exemplo, nos casos de áreas que estão sujeitas a abalos sísmicos, é fundamental a sua consideração. (RAMALHO, 2003)

A ação dos ventos ocorre principalmente sobre as paredes que são normais à sua direção. Estas passam a ação às lajes dos pavimentos, consideradas como diafragmas rígidos, que as distribuem aos painéis de contraventamento, segundo a rigidez de cada um. Usa-se a norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.

O desaprumo é considerado segundo a norma alemã DIN 1053 – Alvenaria: cálculo e execução. Sua prescrição para esse caso é muito recomendado, sendo o ângulo para o desaprumo do eixo da estrutura tomado em função da altura da edificação, de acordo com a expressão 3.2.

$$\varphi = \frac{1}{100} \cdot \sqrt{H} \quad (3.2)$$

onde:

Φ = ângulo em radianos;

H = altura da edificação em metros.

Tabela 3.2 - Desaprumo segundo a DIN 1053 -

Altura H (m)	Desaprumo φ (rad)
10	1/316
20	1/447
30	1/548
40	1/632
50	1/707

Fonte: Ramalho, Marcio (2003, p. 47)

Através do ângulo φ , se pode calcular uma ação horizontal equivalente, a ser aplicada ao nível de cada pavimento, através da expressão 3.3.

$$F_d = \Delta P \cdot \varphi \quad (3.3)$$

onde:

F_d = força horizontal equivalente ao desaprumo;

ΔP = peso total do pavimento considerado;

Φ = ângulo dos radianos.

Essa força, representada pela expressão 3.3, pode ser somada a ação dos ventos.

A respeito dos sismos a sua consideração é feita através da ação de forças horizontais equivalentes. Normas específicas do local onde será realizada a edificação devem ser analisadas.

3.2.1 Análise de abas em painéis de contraventamento

A contribuição das abas ou flanges deve ser levada em conta para a determinação correta da rigidez dos painéis de contraventamento, uma vez que são

trechos de paredes transversais ligados ao painel e podem ser considerados como solidários aos painéis, modificando de forma significativa a sua rigidez, principalmente o momento de inércia em relação à flexão.

Ao se considerar a contribuição das abas ou flanges se ganha uma maior precisão na quantificação da rigidez de cada painel contraventante e dobra-se em valor modular as inércias dos painéis dividindo com isso pela metade as tensões que serão obtidas na análise.

3.2.2 Contraventamentos simétricos – distribuição de ações

Em caso de contraventamentos simétricos em referência à direção em que age o vento que se quer analisar, existirá somente translação dos pavimentos. Quando isso acontece, todas as paredes, em um determinado nível, apresentarão deslocamentos iguais. Isso facilita a distribuição das ações pelos vários painéis de contraventamento, de acordo com os seguintes procedimentos, segundo Hanai (2004, p. 3).

Nas paredes isoladas admite-se a existência de uma abertura que aparta as paredes adjacentes a essa abertura, transformando-as em elementos isolados, são engastadas na extremidade inferior e livres na extremidade superior. A restrição é que os deslocamentos horizontais sejam os mesmos ao nível de cada pavimento, em função das lajes de concreto que são analisadas como diafragmas rígidos.

Em paredes com abertura deve-se analisar como pórticos as alvenarias com aberturas, as paredes nesse caso são entendidas como pilares e os lintéis (trechos entre as aberturas) como vigas.

Com essa análise os painéis absorverão esforços proporcionais às suas rigidezes. Semelhante ao procedimento de paredes isoladas o autor comenta que na consideração de paredes com suas respectivas aberturas, não se deve esquecer que algumas paredes não terão aberturas, sendo simples paredes isoladas.

A análise matemática do procedimento de paredes isoladas exige que seja feita uma compatibilização dos deslocamentos dos painéis para que se encontre o quinhão de carga equivalente. Cada painel assume um quinhão de carga

proporcional à sua rigidez, em caso de painéis de rigidez constante ao longo do eixo y, seu quinhão será proporcional ao seu momento de inércia.

A soma de todas as inércias é dada pela expressão 3.4.

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (3.4)$$

A rigidez relativa de cada painel é dada pela expressão 3.5.

$$R_i = \frac{I_i}{\Sigma I} \quad (3.5)$$

A ação em cada painel é dada pela expressão 3.6.

$$F_i = F_{tot} \times R_i \quad (3.6)$$

onde:

F_i = ação em cada painel;

F_{tot} = ação total em um pavimento;

R_i = rigidez relativa de cada painel, expressão 3.05;

I_i = inércia relativa a cada painel;

ΣI = somatório das inércias de todos os painéis;

$I_1, I_2, I_3 \dots$ = inércia correspondente a cada painel.

Após realizar os cálculos determinam-se os diagramas de esforços solicitantes. As tensões oriundas das ações calculadas acima são dadas pela expressão 3.7.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (3.7)$$

onde:

σ = tensões;

M = momento fletor na parede;

W = módulo de resistência à flexão.

O módulo de resistência à flexão é dado pela expressão 3.8.

$$W = \frac{I}{y_{\max}} \quad (3.8)$$

onde:

W = módulo de resistência à flexão;

I = momento de inércia

y_{\max} = altura máxima da flecha.

A análise do procedimento de paredes com aberturas exige recursos computacionais. Um programa para pórticos planos pode ser utilizado desde que haja um eixo de simetria da estrutura de contraventamento, nesse programa metade dos painéis, pórticos e paredes isoladas são observados em um esquema de associação plana de painéis, conforme Hendry (apud RAMALHO 2003, p. 51).

Com relação a essa associação plana de painéis há de se ter uma atenção especial com a barra que realiza a conexão entre dois painéis ao nível de cada pavimento, aproximando-se com isso da função da laje de concreto, ela deve ser rígida o bastante para que os deslocamentos dos nós, em um mesmo nível, sejam iguais. As barras terão comprimentos entre 0,5 m e 1m e sua seção transversal vai de 2 a 3 m, de forma a dar um bom tratamento numérico a matriz de rigidez global. Em uma análise real de uma laje de concreto com espessura de 9 cm, a seção dessa barra seria dimensionada aceitando-se com padrão as dimensões 9 x 200 cm. O momento de inércia não oferece nenhuma direção aos resultados. Somente haverá esse tipo de relevância se o programa não tiver os recursos de articulação aplicados na extremidade da barra.

É importante também dar atenção especial à aplicação do carregamento. A distribuição dessa ação se dará pela compatibilidade dos deslocamentos.

3.2.3 Transmissão ou distribuição de tensões para contraventamentos assimétricos e aspectos importantes na relevância de trechos rígidos para os lintéis

O pavimento translada e também rotaciona sob a ação de esforços horizontais. Dessa forma observa-se que os deslocamentos dos painéis não serão iguais para um mesmo pavimento. Há, em função desse comportamento físico, a necessidade de recursos computacionais no sentido de obtermos resultados numéricos mais acurados e condizentes com o fenômeno.

Os procedimentos de distribuição são os procedimentos de paredes isoladas e os procedimentos de paredes com aberturas.

No procedimento de paredes isoladas, como não há simetria a distribuição leva em conta a rotação dos pavimentos, não tornando viável o procedimento simples para contraventamentos simétricos. O procedimento é inviável sob o ponto de vista da engenharia uma vez que o eixo de acordo com o qual age a ação não é de simetria. Com isso é necessário um programa específico de computador que deve ter elementos barra tridimensional e um aditivo chamado nó mestre. No recurso nó mestre as translações no plano do pavimento dos nós são direcionadas, transferidas em conjunto com a rotação normal a esse plano. Importante frisar que todos os nós perdem seus graus de liberdade de translação e o grau de liberdade da rotação em torno do eixo perpendicular ao plano. Todas as rigidezes passam a ser concentradas no nó mestre do pavimento.

Nas paredes com aberturas a situação é parecida com as paredes isoladas. Os recursos computacionais são necessários e são os mesmos do item anterior, a diferença é que haverá barras horizontais para simular os lintéis.

Um ponto importante quando se fala de modelagem de pórticos, é a consideração da dimensão finita dos nós ou os conhecidos trechos rígidos. A colocação de barras nos eixos dos elementos faz com que o comprimento flexível dessas barras seja maior que o seu comprimento real, e isso origina resultado de

painéis mais flexíveis. Segundo Hanai (2004), para os elementos que representam os lintéis, a consideração dos trechos rígidos pode modificar bastante a rigidez de um painel.

3.2.4 Análise das estruturas de contraventamento

A verificação da estabilidade global de uma estrutura de contraventamento é recomendada para qualquer edificação em decorrência do número de pavimentos ou outro motivo qualquer, que haja suspeita sobre sua condição de deslocabilidade, segundo Hanai (2004).

Existem casos de estruturas onde a quase totalidade das suas paredes estruturais estão orientadas em uma única direção, nesses casos é comum que seja intolerável qualquer deslocamento na outra direção.

Analisando-se uma estrutura sob a ação conjunta de um esforço horizontal e um vertical, observa-se um aumento modular no momento fletor inicial (momento de primeira ordem) representado pelas cargas verticais agindo nos deslocamentos gerados por ações horizontais.

O momento de segunda ordem, o acréscimo, apenas não aconteceria se os materiais não tivessem seu grau de flexibilidade e dessa forma a estrutura seria não deslocável. Quanto maior for à deslocabilidade de uma estrutura maiores serão os acréscimos de esforços de segunda ordem.

Um importante conceito é abordado no *CEB-FIP Model Code* 1990 para as estruturas de contraventamento. Descreve-se uma divisão quanto à deslocabilidade de estrutura considerada, que pode ser dividida em deslocável ou indeslocável. Ele ressalta, que do ponto de vista rigoroso não existem estruturas indeslocáveis, já que submetidas a certa ação todas apresentam algum deslocamento. Entretanto, a classificação indeslocável pode ser usada quando os acréscimos de segunda ordem representarem menos de 10% dos esforços de primeira ordem.

3.2.5 Avaliação dos acréscimos de segunda ordem

Essa avaliação é um processo iterativo. Existem processos, que podem ser chamados de rigorosos, em que são feitas alterações na matriz de rigidez e no vetor

de cargas, dentro de um software de pórtico plano ou tridimensional. E tem também processos que são chamados de simplificados, como é o caso do processo: P – Δ.

Nos processos rígidos, é preciso que se tenha acesso a um software que seja possível a consideração da segunda ordem, ou não-linearidade geométrica. Com relação ao processo P – Δ a análise é realizada com o uso de um programa de pórtico convencional, isto é, sem a consideração da não-linearidade geométrica. Os dados são simples e o tempo de processamento de cada fase muito menor se comparado ao tempo de cálculo dos processos rígidos.

Em um primeiro momento a estrutura é analisada com a simultaneidade das ações verticais e horizontais. Desta análise obtém-se o valor modular dos deslocamentos nodais. Com esse dado se calcula os acréscimos de momento fletor ao longo da altura da edificação. Estes acréscimos são convertidos em ações horizontais equivalentes que se somarão às ações originais.

A estrutura é processada novamente até obtermos novos deslocamentos e calcularmos novos acréscimos de esforços e novas ações horizontais. O processo segue um “loop” até que os valores de acréscimos sejam inexpressivos e com isso o sistema convirja ao resultado final.

3.2.6 Deslocabilidade das Estruturas

Para as estruturas com acréscimos de esforços relativos à consideração da segunda ordem menores que 10% dos de primeira ordem, a estrutura é considerada indeslocável. Sendo assim, não é preciso que a análise seja feita em teoria de segunda ordem, podendo ser usado um procedimento convencional em primeira ordem, sem a necessidade de várias interações.

O CEB-FIP Model Code 1990 apresenta os parâmetros α e γ_{Δ} , expressões 3.9 e 3.10:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)} \quad (3.09)$$

onde:

α = parâmetro de instabilidade;

H = altura da edificação;

P = peso da edificação;

EI = rigidez à flexão do sistema de contraventamento.

Para sistemas formados apenas por pilares $\alpha \leq 0.7$, para sistemas mistos $\alpha \leq 0.6$, para sistemas compostos somente por pórticos: $\alpha \leq 0.5$. Caso os valores excedam isso o engenheiro deve analisar em teoria de segunda ordem.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \Delta M / M_1} \quad (3.10)$$

onde:

γ_z = estimador do acréscimo de esforços oriundos da segunda ordem;

ΔM = acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais;

M_1 = momento de primeira ordem.

É importante observar que o estimador do acréscimo γ_z é um parâmetro de melhores resultados aferíveis que o parâmetro α em função dele tratar dos acréscimos de segunda ordem. Nesse procedimento de cálculo obtém-se o resultado do efeito de segunda ordem somente com o cálculo algébrico da estrutura submetida às ações verticais e horizontais.

Avaliando a deslocabilidade estrutural afirma-se que se o estimador do acréscimo de segunda ordem for menor ou igual a 1,10 a estrutura é indeslocável se ele for maior que esse número, que equivale a 10%, a estrutura pode ser deslocada.

Com o que foi analisado pode-se estimar o momento de segunda ordem, ou seja, M_2 apresentado na expressão 3.11.

$$M_2 = \gamma_2 \cdot M_1 \quad (3.11)$$

onde:

M_2 = momento de segunda ordem

γ_2 = estimador do acréscimo de esforços oriundos da segunda ordem;

M_1 = momento de primeira ordem.

3.3 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL

As aplicações são de transmissão e distribuição de energia mecânica de carregamento.

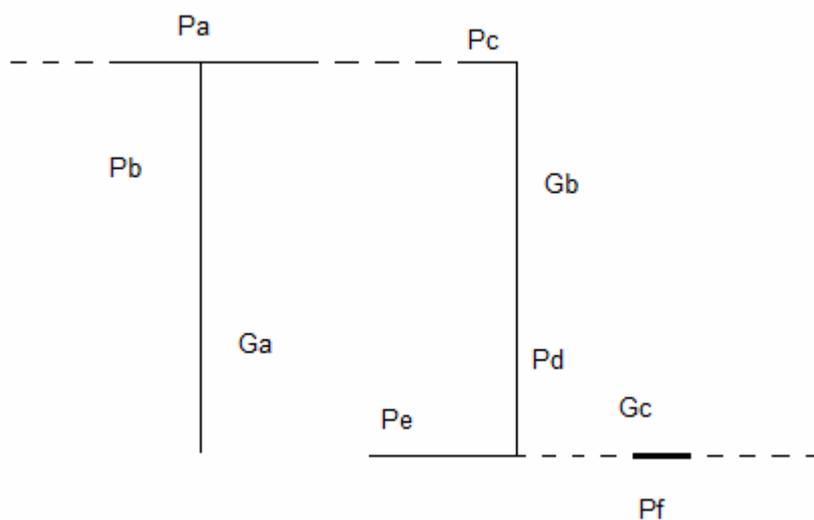


Figura 3.7 – Planta baixa com discriminação de paredes e grupos de paredes estruturais

A Figura 3.7 representa um conjunto de paredes em um pavimento de uma edificação em alvenaria estrutural, com oito pavimentos e paredes estruturais com 14 cm de espessura. Pa, Pb, Pc, Pd, Pe e Pf são paredes estruturais; Ga, Gb e Gc são grupos de paredes.

Tabela 3.3 - Comprimento das paredes e cargas atuantes por pavimento na estrutura.

I	II	III	IV	V	VI
Pa	2,55	8,5	5,5	14	35,7
Pb	3,6	14,75	5,5	20,25	72,9
Pc	0,75	7,5	5,5	13	9,75
Pd	3,45	8,75	5,5	14,25	49,17
Pe	2,25	17,25	5,5	22,75	51,19
Pf	0,4	36	5,5	41,5	16,6

onde:

I = parede;

II = comprimento das paredes (m);

III = carga transmitida pela laje (kN/m);

IV = peso próprio (kN/m);

V = total distribuído (kN/m);

VI = carga total (kN/m).

A Tabela 3.4 mostra o resultado do procedimento de cálculo por paredes isoladas.

Tabela 3.4 - Método das paredes isoladas para o primeiro pavimento.

I	II	III	IV	V
Pa	112	800	0,8	5
Pb	162	1157,1	1,157	7
Pc	104	742,9	0,743	4,5
Pd	114	814,3	0,814	5
Pe	182	1300	1,3	8
Pf	332	2371,4	2,371	15

onde:

I = parede;

II = carga distribuída (kN/m);

III = tensão (kN/m^2);

IV = tensão (MPa);

V = resistência do bloco (MPa).

A respeito da Tabela 3.4 observa-se que a parede Pf apresenta uma tensão 3,2 vezes maior que a parede Pc. Com isso observa-se que a parede Pf é a mais solicitada e a parede Pc é a menos solicitada.

A Figura 3.8 representa o gráfico da relação entre a tensão nos blocos e a sua respectiva parede. Para o procedimento de cálculo por paredes isoladas, o gráfico é construído com os itens I e V da tabela 3.4.

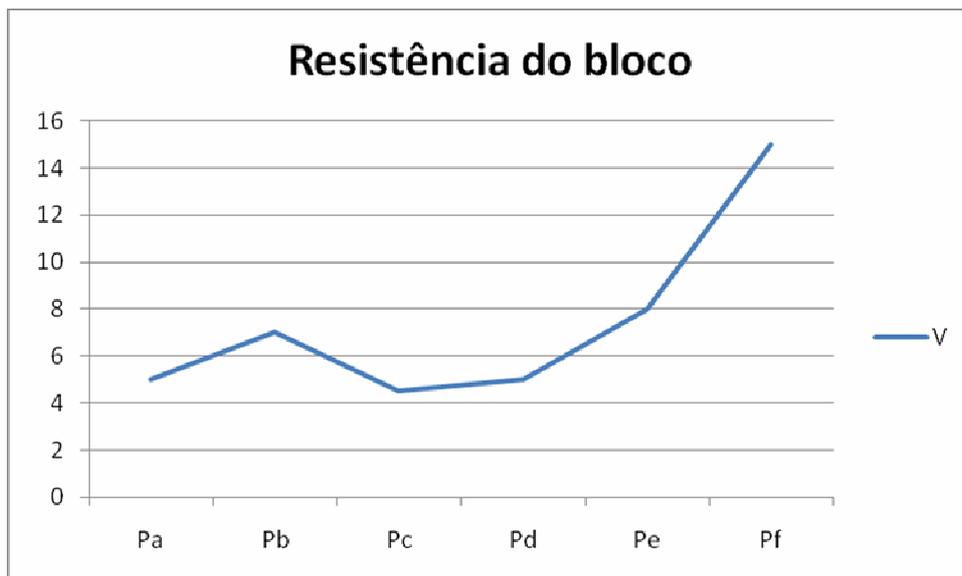


Figura 3.8 – Gráfico do procedimento de grupos de paredes isoladas.

A Tabela 3.5 mostra o resultado do procedimento de cálculo por grupos de paredes sem interação.

Tabela 3.5 - Grupos de paredes sem interação.

I	II	III	IV	V	VI
G1	6,15	868,8	141,3	1,009	6
G2	6,45	880,9	136,6	0,976	6
G3	0,4	132,8	332	2,371	15

onde:

I = grupo de parede;

II = comprimento do grupo (m);

III = carga total no grupo (kN);

IV = carga distribuída no grupo (kN/m);

V = tensão no grupo (MPa);

VI = resistência do bloco no grupo (MPa).

A respeito da Figura 3.8 observa-se que os grupos que possuíam cantos e bordas, ou seja, forças de interação apresentaram uma tensão próxima de 1 MPa. No caso anterior as tensões que oscilavam de 1,30 MPa a 0,74 MPa foram quase que igualadas. Somente a parede Pf apresenta a tensão elevada que se verificou no procedimento anterior, as forças de interação através de aberturas não são levadas em consideração.

Com relação à resistência do bloco, as unidades das paredes Pa, Pb, Pc, Pd e Pe que variavam de 4,5 MPa a 8 MPa agora equilibraram-se em 6 MPa. Com isso o bloco de 6 MPa pode ser usado em todo pavimento. Somente a parede Pf continua apresentando 15 MPa. Mas isso se deve novamente a não se levar em consideração as forças e interação nas aberturas.

A Figura 3.9 representa o gráfico da relação entre a tensão nos blocos e o seu respectivo grupo de parede. Para o procedimento de cálculo de grupos de paredes sem interação, o gráfico é construído com os itens I e VI da Tabela 3.5.



Figura 3.9 – Gráfico do procedimento de grupos de paredes sem interação.

A Tabela 3.06 mostra o resultado do procedimento de cálculo por grupos de paredes com interação e trabalha com os pavimentos e seus respectivos grupos G com seus valores de q , q_m , d_G , q_G e T . Todos esses valores devidamente calculados com formulário desenvolvido na pesquisa numérica e bibliográfica.

Tabela 3.6 - Grupos de paredes com interação.

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
8	25,097	Ga	17,125	-3,986	21,111	150,794	0,151
8	25,097	Gb	16,667	-4,215	20,882	149,157	0,149
8	25,097	Gc	41,500	8,201	33,299	237,847	0,238
7	50,194	Ga	34,250	-7,972	42,222	301,587	0,302
7	50,194	Gb	33,333	-8,431	41,764	298,313	0,298
7	50,194	Gc	83,000	16,403	66,597	475,694	0,476
6	75,292	Ga	51,375	-11,958	63,333	452,381	0,452
6	75,292	Gb	50,000	-12,646	62,646	447,470	0,447
6	75,292	Gc	124,500	24,604	99,896	713,542	0,714
5	100,39	Ga	68,500	-15,944	84,444	603,175	0,603
5	100,39	Gb	66,667	-16,861	83,528	596,627	0,597
5	100,39	Gc	16,600	32,806	133,194	951,389	0,951
4	125,49	Ga	85,625	-19,931	105,556	753,968	0,754
4	125,49	Gb	83,333	-21,076	104,410	745,784	0,746
4	125,49	Gc	207,500	41,007	166,493	1189,000	1,189
3	150,58	Ga	102,750	-23,917	126,667	904,762	0,905
3	150,58	Gb	100,000	-25,292	125,292	894,940	0,895
3	150,58	Gc	249,000	49,208	199,792	1427,000	1,427
2	175,68	Ga	119,875	-27,903	147,778	1056,000	1,056
2	175,68	Gb	116,667	-29,507	146,174	1044,000	1,044
2	175,68	Gc	290,500	57,410	233,090	1665,000	1,665
1	200,78	Ga	137,000	-31,889	168,889	1206,000	1,206
1	200,78	Gb	133,333	-33,772	167,056	1193,000	1,193
1	200,78	Gc	332,000	65,611	266,389	1903,000	1,903

onde:

I = pavimento;

II = carga média dos grupos em análise (kN/m);

III = grupo;

IV = média das cargas totais distribuídas das paredes pertencentes ao grupo em análise (kN/m);

V = diferença de carga do grupo em relação à média (kN/m);

VI = carga do grupo (kN/m);

VII = tensão (kN/m^2);

VIII = tensão (MPa).

A respeito da Tabela 3.6, observa-se que para o primeiro pavimento houve um aumento pequeno das tensões nos grupos 1 e 2. Também se observa uma significativa redução da tensão no grupo 3.

A Figura 3.10 representa o gráfico da relação entre a carga em cada grupo e tensão nos blocos. Para o procedimento de cálculo de grupos de paredes com interação, o gráfico é construído com os itens I, VI e VIII da tabela 3.06.

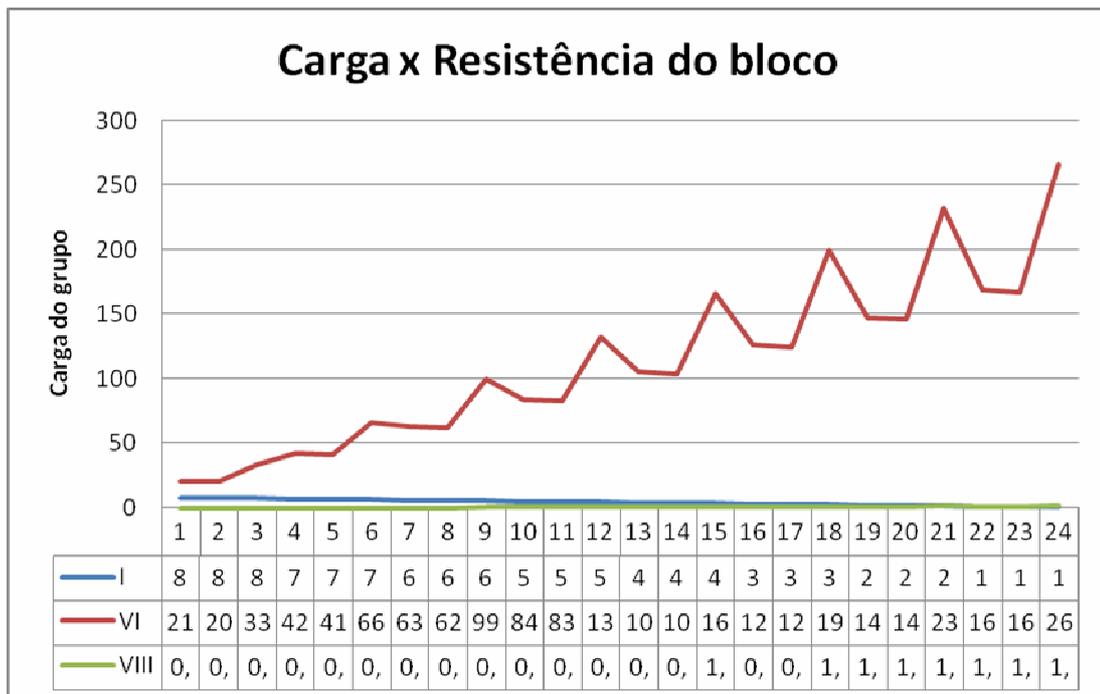


Figura 3.10 – Gráfico do procedimento de grupos de paredes com interação.

Um aspecto importante a respeito da curva de resistência do bloco é o fato de que, conforme se evolui no processo de cálculo, ou seja, em um primeiro momento o processo de análise de paredes isoladas, em um segundo momento o processo de análise de grupos de paredes sem interação e em um momento final, o processo de análise de grupo de paredes com interação, verifica-se que a curva de resistência do bloco tende a ficar mais linear, mais uniforme com pouca variação angular.

Esta é a verificação matemática da maior distribuição da energia mecânica de carregamento vertical, a prova de que conforme evolui-se no processo de análise de cálculo uniformiza-se a distribuição.

4 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os mais importantes procedimentos para o dimensionamento de elementos de alvenaria. São consideradas de modo geral, as normas da NBR 10837 – Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto. Em outros casos, são mencionadas e discutidas as recomendações do ACI 530 – *Building Code Requirements for Masonry Structures* e pela BS 5628 – *Code of Practice for Use of Masonry*, sempre no sentido de fazer comparações e sugestões de possíveis aprimoramentos a serem agregados à norma brasileira.

4.2 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS E MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

O conceito de segurança estrutural parte do fundamento de que a estrutura sempre apresenta, sob as mesmas condições de vinculação, em função da repetição ao longo do tempo de uma solicitação, as mesmas respostas, em termos práticos, as mesmas tensões, as mesmas deformações, os mesmos esforços e conseqüentemente os mesmos deslocamentos.

É estabelecido nesse método um coeficiente de segurança interno γ_i . Estabelece-se a condição de que as maiores tensões não sejam maiores que os valores admissíveis. Esses valores são determinados laboratorialmente e empiricamente com a divisão das tensões de ruptura ou com a divisão das tensões de escoamento pelo coeficiente γ_i .

Através da expressão 4.1 aplica-se o método das tensões admissíveis.

$$S \leq \frac{F}{\gamma} \quad (4.1)$$

onde:

S = máxima tensão atuante;

γ_i = coeficiente de segurança interno;

R = tensão de ruptura.

O método das tensões admissíveis apresenta algumas falhas como a impossibilidade de analisar γ_i como um coeficiente externo, a excessiva preocupação com a relação entre serviço e ruptura e a limitação da aplicação analítica que só pode ser aplicada para o comportamento linear.

O conceito mais amplo de segurança estrutural interpreta que a estrutura não pode e não deve chegar ao estado limite último, chamado ELU e ao estado limite de serviço, chamado ELS.

O ELU corresponde ao esgotamento da capacidade portante de uma determinada estrutura, podendo ser causado por ruptura, colapso, instabilidade do equilíbrio, excesso de fadiga ou excessiva deformação plástica.

O ELS está ligado à durabilidade e funcionalidade de uma determinada estrutura, sendo gerado por deslocamentos excessivos, deformações excessivas, danos e vibrações, especialmente às vibrações prolongadas e próximas à frequência de vibração natural do material componente da estrutura. Nesse caso pode ocorrer ampliação da amplitude de vibração através do fenômeno físico chamado ressonância.

A análise da segurança estrutural começa por aplicar a verificação dos estados de limite de serviço e a aplicação dos coeficientes externos γ_e relativos aos estados limites últimos. O coeficiente externo γ_e é obtido empiricamente. O método dos estados limites permite a definição de um critério direto para as condições de serviço da estrutura e para a resistência da mesma. Esta é a grande vantagem prática e funcional desse método.

Em uma aplicação avançada verifica-se que a geometria, a mecânica e a solicitação das estruturas não são fatores determinísticos; podem ser substituídos

por variáveis aleatórias contínuas. Esse conceito oriundo da probabilidade estatística faz aceitar incertezas ligadas à resistência dos materiais, ao processo de carregamento e à veracidade do modelo empregado.

As expressões 4.2, 4.3 e 4.4 esclarecem o correto dimensionamento pelo método dos estados limites.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (4.2)$$

$$S_d = S(\gamma_i \times F_k) \quad (4.3)$$

$$R_d - S_d \geq 0 \quad (4.4)$$

onde:

R_d = resistência de cálculo;

S_d = solicitação de cálculo;

γ_m e γ_k = coeficientes de ponderação;

R_k e F_k = resistência e ação.

Os valores de resistência e ação são escolhidos de forma que 95 em cada 100 escolhas das resistências verificadas na estrutura excedam R_k , e 95 em cada 100 escolhas das ações sejam menores que F_k .

Com a expressão 4.5 verifica-se a probabilidade de ruína. É muito importante observar que os valores de γ_f e γ_m devem ser coerentes com o valor de p .

$$P[R_d - S_d \leq 0] = p \quad (4.5)$$

onde:

R_d = resistência de cálculo;

S_d = solicitação de cálculo;

p = probabilidade de ruína.

A norma brasileira NBR 10837 – Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989), a norma americana ACI 530 – *Building Code Requirements for Masonry Structures* (American Concrete Institute, 1992) adotam o método das tensões admissíveis. A BS 5628 – *Code of Practice for Use of Masonry* (British Standards Institution, 1992) adota os estados limites.

A NBR 6136 – Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980) expõe de forma cristalina o tema referente à resistência característica do bloco de concreto. Com isso, ela em si é um complemento muito útil ao tema alvenaria estrutural, mas A NBR 8681 – Ações de Segurança nas Estruturas (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984) não pode ser aplicada para o sistema construtivo da alvenaria estrutural.

Dessa forma seria de suma valia se a NBR 10837 adotasse o mesmo critério da BS 5628, por ser mais apropriado e por melhorar o conhecimento da segurança estrutural.

4.3 FATORES GEOMÉTRICOS NO DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

A NBR 10837 define a parede como um elemento laminar vertical, apoiado de forma contínua em toda a extensão de sua base, com um comprimento maior que cinco vezes a sua espessura e define o pilar como um elemento estrutural semelhante à parede, sendo que seu comprimento é menor que cinco vezes a sua espessura.

Com essa definição os valores modulares das tensões máximas de compressão que são permitidos para a parede e o pilar variam em função da definição geométrica, pois a parede pode suportar uma tensão de compressão maior que o pilar.

4.3.1 Análise de espessura, altura e esbeltez para os elementos parede e pilar

A espessura efetiva de um elemento parede em alvenaria estrutural é a sua própria espessura real, não se levando em conta os revestimentos que não fazem parte do sistema estrutural. A NBR 10837 e a BS 5628 aceitam que seja considerada uma espessura equivalente quando há a presença de enrijecedores.

A expressão 4.6 esclarece o conceito da espessura efetiva em função da espessura real da parede.

$$t_{ef} = \delta \cdot t_{pa} \quad (4.6)$$

onde:

t_{pa} = espessura real da parede;

δ = coeficiente de majoração;

t_{ef} = espessura efetiva.

Tabela 4.1 – Coeficiente δ

Le/te	te/tpa = 1	te/tpa = 2	te/tpa = 3
Le/te	te/tpa = 1	te/tpa = 2	te/tpa = 3
8	1,00	1,30	1,70
10	1,00	1,20	1,40
15	1,00	1,10	1,20
≥ 20	1,00	1,00	1,00

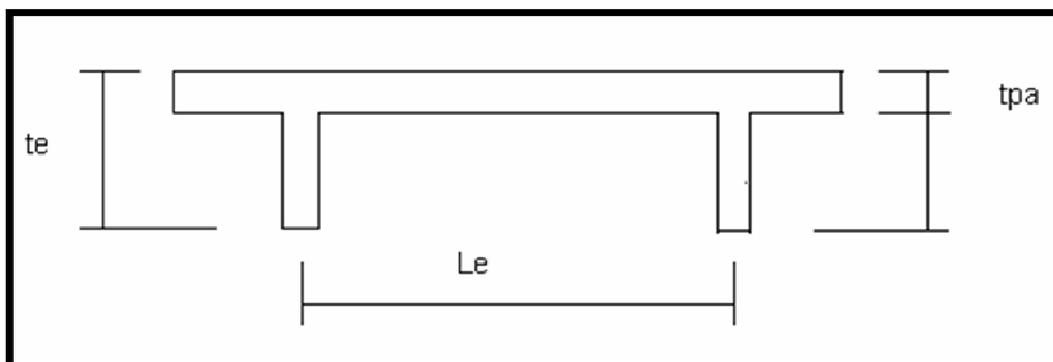


Figura 4.1 – Elementos para cálculo da espessura efetiva das paredes.

É importante observar que nas edificações industriais o uso de enrijecedores é de suma importância no sentido de elevar a espessura das paredes. Dessa forma, pode-se satisfazer aos quesitos relativos aos limites de esbeltez, e também é de suma importância no sentido de se reduzir a instabilidade do elemento estrutural no processo de cálculo.

A NBR 10837 apresenta o valor de 14 cm e afirma que esse é o valor mínimo para a espessura de paredes armadas e não armadas. O ACI 530 especifica o valor de 20 cm, e para construções de um único pavimento especifica o valor de 15 cm.

Com relação à altura efetiva a NBR 10837, o ACI 530 e a DIN 1053 – Alvenaria: Cálculo de Execução (*Deutsch Industrie Normen*, 1974) recomendam que quando houver travamento na base e no topo, a altura efetiva deve ser a própria altura real da parede (expressão 4.7), e quando a extremidade superior for livre, a altura efetiva será duas vezes a altura real do elemento (expressão 4.8).

Nos casos onde se possam calcular os pontos de inflexão da curva elástica da deformada, o ACI 530 diz que a altura efetiva deve ser a distância entre esses pontos. Já a BS 5628 recomenda que quando existir travamento reforçado na base e no topo, a altura efetiva deve ser 75% da altura real da parede, de acordo com a expressão 4.9, e quando o travamento é simples na base e no topo, a altura efetiva será a altura real do elemento, conforme expressão 4.10.

Para a BS 5628, travamento reforçado é a presença de uma laje de concreto armado moldado no local, ou outro sistema equivalente, em pelo menos um dos lados da parede. Travamento simples é considerado para pavimentos de madeira. Com isso um telhado de madeira pode ser considerado um travamento simples.

A definição de esbeltez é feita pela divisão da altura efetiva pela espessura efetiva, conforme expressão 4.11.

$$h_{ef} = h \quad (4.7)$$

$$h_{ef} = 2h \quad (4.8)$$

$$h_{ef} = 0,75h \quad (4.9)$$

$$h_{ef} = h \quad (4.10)$$

$$\lambda = h_{ef}/t_{ef} \quad (4.11)$$

onde:

h_{ef} = altura efetiva da parede;

h = altura real da parede;

t_{ef} = espessura efetiva;

λ = esbeltez.

A Tabela 4.2 relaciona tipos de alvenarias, elemento estrutural e índices máximos de esbeltez de acordo com a NBR 10837.

Tabela 4.2 – Índices máximos de esbeltez, NBR 10837.

Alvenaria	Elemento	Esbeltez
Não-armada	Paredes	20
Não-armada	Pilares	20
Não-armada	Pilares isolados	15
Armada	Paredes e pilares	30
Não-estrutural	Paredes	36

É muito importante ressaltar que para a BS 5628, o coeficiente de esbeltez não ultrapassa o valor modular 27. Esse valor só será suplantado quando as paredes possuírem uma espessura inferior a 90 mm. Em casos de edificações com mais de dois pavimentos o valor modular limite é 20. Com relação à BS 5628, em detrimento da NBR 10837, pode-se afirmar que ela permite a execução de paredes mais esbeltas.

Além do coeficiente de esbeltez ser maior, existe a viabilidade da altura efetiva ser 75% da altura real, uma diferença de 80%. Em termos práticos Ramalho (2003) cita que considerando um bloco com 14 cm de largura, a altura máxima para uma parede usual de acordo com a NBR 10837 será de 2,80 m; mas de acordo com a BS 5628 essa altura chegaria a 5,00 m.

4.4 RESISTENCIA DA ALVENARIA SEGUNDO AS NORMAS NBR 10837 E BS 5628

A NBR 10837 e o ACI 530 avaliam a resistência segundo a ótica das tensões admissíveis. A diferença conceitual mais importante entre essas normas é o fato do ACI 530 considerar as tensões em relação à área líquida, enquanto a NBR 10837 considera em relação à área bruta. As tensões em análise são as atuantes e as resistentes.

A respeito da BS 5628 observa-se que a diferença conceitual marcante em relação à NBR 10837 é o fato da norma inglesa ser baseada no método dos estados limites.

Tabela 4.3 – Tensões admissíveis para alvenaria estrutural não-armada (NBR 10837)

Solicitação			Tensão admissível (MPa)	
			$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
Tensões normais	Compressão simples	Parede	$0,20f_p R$ ou $0,286f_{par} R$	$0,20f_p R$ ou $0,286f_{par} R$
		Pilar	$0,18f_p R$	$0,18f_p R$
	Compressão na flexão		$0,30f_p$	$0,30f_p$
	Tração na flexão	Normal à fiada	0,15 (bl. vazado) 0,25 (bl. maciço)	0,10 (bl. vazado) 0,15 (bl. maciço)
		Paralela à fiada	0,30 (bl. vazado) 0,55 (bl. maciço)	0,20 (bl. vazado) 0,40 (bl. maciço)
Cisalhamento			0,25	0,15

A Tabela 4.4, por sua vez, apresenta as recomendações da NBR 10837 para as tensões admissíveis da alvenaria armada.

Tabela 4.4 – Tensões admissíveis para alvenaria armada (NBR 10837)

Natureza da solicitação		Tensão admissível	Valor máximo (MPa)	
Tensões normais	Compressão simples	Parede	$0,225f_p R$	
		Pilar	$0,20f_p R + 0,30\rho f_{s,c} R$	
	Compressão na flexão		$0,33f_p$	
	Tração na flexão		-	
Cisalhamento	Elementos fletidos sem armadura	Vigas	$0,09\sqrt{f_p}$	
		Pilares parede	$\frac{M}{V \times d} \geq 1$	$0,07\sqrt{f_p}$
			$\frac{M}{V \times d} < 1$	$0,17\sqrt{f_p}$
	Elementos fletidos com armadura para toda a faixa de tensões cisalhantes	Vigas	$0,25\sqrt{f_p}$	
		Pilares parede	$\frac{M}{V \times d} \geq 1$	$0,12\sqrt{f_p}$
			$\frac{M}{V \times d} < 1$	$0,17\sqrt{f_p}$
Tensão contato	Em toda espessura da parede		$0,250f_p$	
	Em 1/3 da espessura		$0,375f_p$	
	Entre os limites acima		Interpolar os valores anteriores	
	Aderência		1,0	

onde:

f_m, f_p e f_{par} = resistência da argamassa, resistência do prisma e resistência da parede;

M e V = momento fletor e cortante em paredes de contraventamento;

d = distancia entre a face comprimida e a armadura, altura util da seção;

R = fator de redução da resistência vinculado a esbeltez.

A expressão 4.12 apresenta o fator de redução da resistência associado à esbeltez e a expressão 4.13 está relacionada à esbeltez.

$$R = 1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3 \quad (4.12)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (4.13)$$

onde:

R = fator de redução da resistência;

h = altura real da parede;

λ = esbeltez;

h_{ef} = altura efetiva da parede;

t_{ef} = espessura efetiva;

t = espessura.

Analisando-se a Tabela 4.3 e a Tabela 4.4 verifica-se a possibilidade de adotar-se a resistência de paredes. Esta medição é normalizada pela NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1985), no intuito de se chegar à tensão admissível à compressão para a alvenaria não-armada.

Outro ponto a ser observado é a pequena contribuição da armadura na resistência à compressão. Esse valor é inferior a 15%, ou seja, 15% de acréscimo à tensão admissível.

Na Tabela 4.4 existe uma linha vertical chamada de pilar parede. São paredes de contraventamento que tem por função receber ações horizontais e ações de cisalhamento. No instante que o momento M se torna muito maior que o cortante V , o limite para a tensão cisalhante decresce. Essa relação entre momento M e cortante V aparece bem definida com o momento fletor dividido pelo cortante, vezes a altura útil da seção transversal.

A Tabela 4.5 expõe os valores modulares das tensões admissíveis para as armaduras.

Tabela 4.5 – Tensões admissíveis no aço (NBR 10837).

Solicitação	Armadura	Tensão Admissível (MPa)
Tração	Barras de aço com mossas, $f_{yd} \geq 412$ MPa e $\varphi \leq 32$ mm	165
	Barras de aço na argamassa de assentamento	$0,50f_{yd} \leq 206$
	Armaduras diversas	137
Compressão	Armaduras de pilares	$0,40f_{yd} \leq 165$
	Armaduras em paredes	62

Pode-se observar que a contribuição do aço na compressão é muito pequena. Os valores das tensões admissíveis são muito baixos se relacionados em caráter de comparação com as estruturas de concreto armado.

Sob o prisma da BS 5628, que se baseia no método dos estados limites, as resistências de cálculo e as resistências características são obtidas na própria norma via valores que são tabelados para a resistência à compressão da alvenaria não-armada. Sua principal característica é a estimativa da resistência através dos componentes estruturais.

A Tabela 4.6 expressa a relação entre a resistência à compressão da alvenaria em função do tipo de argamassa e da resistência das unidades. Nessa tabela foram tomados os blocos vazados com relação entre altura e a menor dimensão na horizontal entre 2,0 e 4,0. As séries representam os diferentes blocos e as categorias representam os valores modulares da resistência à compressão aferidos em laboratório.

Tabela 4.6 – Resistência à compressão da alvenaria em função das variações do bloco.

	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Categoria 1	2,8	2,8	2,8	2,8
Categoria 2	3,5	3,5	3,5	3,5
Categoria 3	5	5	5	4,4
Categoria 4	5,7	5,5	5,4	4,8
Categoria 5	6,1	5,7	5,5	4,9
Categoria 6	6,8	6,1	5,7	5,1
Categoria 7	7,5	6,5	5,9	5,3
Categoria 8	11,4	9,4	8,5	7,3

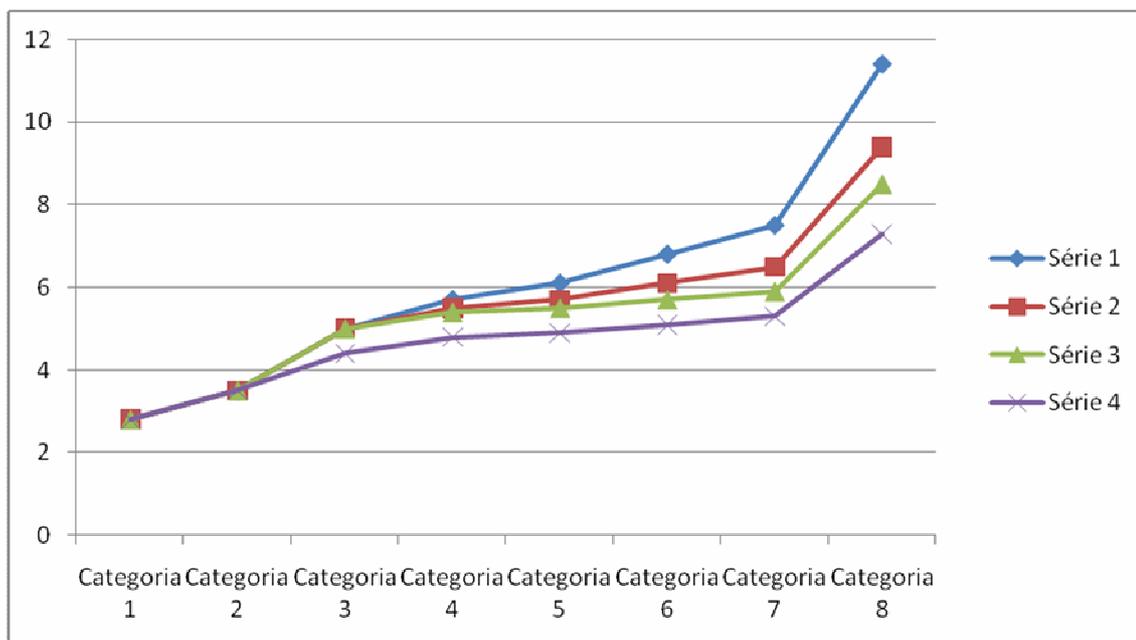


Figura 4.2 – Gráfico de resistência característica da alvenaria não-armada.

O gráfico da Figura 4.2 foi realizado a partir dos valores da tabela 4.6. As categorias são as faixas de tensão e as séries são os diferentes blocos. Convém salientar que o valor modular da relação entre altura e a menor dimensão na horizontal vai de 4,0 a 2,0 respectivamente decrescente da série 1 para a série 4.

A expressão 4.14 fornece o valor da resistência à compressão de paredes.

$$f_d = \frac{\beta f_k}{\gamma_m} \quad (4.14)$$

onde:

f_d = resistência à compressão de cálculo;

β = fator de redução em função da esbeltez e da excentricidade;

γ_m = coeficiente de segurança para o material;

f_k = resistência característica do bloco.

A Tabela 4.7 fornece os valores de β em função do coeficiente de esbeltez (expressão 4.13) e da excentricidade e_x .

Tabela 4.7 – Coeficiente β (BS 5628)

Esbeltez	Excentricidade das cargas no topo da parede			
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	
26	0,45	0,38		
27	0,40	0,33		

As expressões 4.15 e 4.16 respectivamente dão os valores de e_x para laje, descarregando em apenas um lado da parede, e descarregando pelos dois lados da parede.

$$e_x = \frac{C_1 \left(\frac{t}{2}\right)}{C_1 + C_2} \quad (4.15)$$

$$e_x = \frac{(C_1 + C_2) \left(\frac{t}{2}\right)}{C_1 + C_2 + C_3} \quad (4.16)$$

onde:

e_x = excentricidade das cargas no topo da parede;

t = espessura da parede;

C_1, C_2 e C_3 = valores das cargas centradas que se originam em pavimentos superiores.

A carga C_1 sempre atua no centro da espessura da parede, quando a laje descarrega em somente um lado da parede. A carga C_2 atua a 1/3 do valor da espessura no sentido do centro da laje. Quando a laje descarrega pelos dois lados da parede, as cargas C_2 e C_3 atuam respectivamente a 1/6 do valor da espessura da parede no sentido das faces externas da parede.

Os valores do coeficiente de segurança parcial variam de 2,5 a 3,1 quando a categoria do controle na produção dos blocos é especial e varia de 2,8 a 3,5 quando o mesmo controle é considerado normal. No primeiro caso 2,5 quando a categoria do controle na construção é especial e 3,1 quando a mesma é normal; no segundo caso 2,8 quando a categoria no controle da construção é especial e 3,5 quando é normal. Tais dados são orientações da BS 5628.

4.5 EQUACIONAMENTO DAS TENSÕES

O equacionamento é realizado para atender a NBR 10837 – Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989). Em situações particulares há menção as recomendações do ACI 530 – *Building Code Requirements for Masonry Structures* (American Concrete Institute, 1992) e menção as recomendações da BS 5628 – *Code of Practice for Use of Masonry* (British Standards Institution, 1992). Estas menções ocorrem no intuito de comparar e enfatizar os aprimoramentos da NBR 10837.

Em uma análise correta e real não se dimensiona em função somente dos elementos. Dimensiona-se sob a luz das solicitações, uma vez que as peças não são submetidas a um único esforço. Em observações laboratoriais pode-se constatar que uma parede nunca está sob a ação de somente uma compressão simples, assim como nenhum elemento encontra-se sob a ação de um único esforço. Há uma combinação de esforços, como compressão, flexão composta oblíqua, etc. As próprias excentricidades das peças geram esforços muito mais complexos que o esperado.

Para efeito de análise matemática se observa cada esforço isoladamente. Na prática embora os elementos estejam sob uma serie de solicitações, ele está sempre sob a ação de um esforço predominante, um esforço que em valor modular é bem maior que os outros esforços. Dessa forma desprezam-se os esforços

numericamente insignificantes em relação ao esforço predominante e faz-se a análise isolada dos esforços.

4.5.1 Compressão simples

Pode-se afirmar que a compressão é a solicitação mais usual, mais comum e de equacionamento mais simples de ser analisado. As paredes estruturais e os pilares, armados ou não-armados, são os elementos mais expostos ao esforço de compressão simples. Dessa maneira, é de suma importância a análise desse dimensionamento, já que as paredes e pilares são os elementos fundamentais em qualquer estrutura de edifício de alvenaria.

Na maioria das edificações pequenas, ou seja, até seis pavimentos, a análise da compressão simples é a única que se deve levar em conta é o único dimensionamento que na realidade é tratado.

Elementos como vergas sobre as janelas e portas, vencendo vãos tradicionais, não precisam ser verificados sob o prisma dos outros esforços. Uma simples armadura adotada pelo engenheiro de execução é suficiente para resolver esse tipo de questão.

A respeito da tensão que atua em elementos comprimidos, seu cálculo é feito pela divisão do valor da carga pela área da seção transversal do elemento em questão. A NBR 10837 e a BS 5628 trabalham com a área bruta da seção transversal dos elementos, não levando em conta os vazios do bloco. Já o ACI 530 trabalha com o valor líquido da área, e a área da seção transversal é calculada subtraindo-se a área dos espaços vazios.

De acordo com a NBR 10837 e o ACI 530 o cálculo da tensão atuante no elemento não tem nenhuma correção no processo de dimensionamento. Essas normas trabalham com o método das tensões admissíveis e com isso não prevêem coeficientes de segurança parciais a serem usados aos carregamentos. Toda a segurança está embutida no próprio valor da tensão admissível.

Caso diferente ocorre com a BS 5628. Nesta norma, há coeficientes parciais de segurança a serem usados aos carregamentos, transformando-os de valores característicos em valores de cálculo.

A Tabela 4.8, extraída da BS 5628, mostra uma relação dos coeficientes parciais de segurança, γ_f .

Tabela 4.8 – Coeficientes parciais de segurança para ações (BS 5628).

Combinação de carregamentos	Carregamentos			
	Permanente	Variável	Vento	Terra e água
Permanente e variável	0,9 ou 1,4	1,6		1,4
Permanente e vento	0,9 ou 1,4		1,4	1,4
Permanente, variável e vento	1,2	1,2	1,2	1,2
Dano acidental	0,95 ou 1,05	0,35		0,35

Fazendo uma análise de uma parede não-armada de alvenaria estrutural com 14 cm de espessura, resistência média de prisma de 8 MPa, resistência característica de parede (f_{dk}) de 4,7 MPa, essa parede é contraventada na base e no topo por lajes de concreto, a excentricidade das cargas é menor ou igual a 5% da espessura, a carga atuante se divide em 80% para permanente e 20% para variáveis, suas alturas são de 2,40 m, 2,60 m e 2,80 m, pode-se fazer uma correlação entre a NBR 10837, o ACI 530 e a BS 5628.

A comparação é feita no sentido de se obter a tensão máxima de compressão que pode atuar sobre essa parede de alvenaria estrutural. Esses dados da parede são a imagem de uma situação bastante usual no Brasil e são dados típicos de uma construção residencial de alvenaria estrutural.

Existem aspectos importantes a serem considerados como o valor de 0,7 para a relação entre a resistência de parede e a resistência de prisma, pois a BS 5628 recomenda que para obter a resistência de parede, deve-se adotar a resistência média de prisma. Um valor modular de 8 MPa para a resistência média de prisma leva a um valor modular de 5,6 MPa para a resistência média de parede. A BS 5628 também diz que se pode obter a resistência característica de uma parede

dividindo-se a resistência média obtida para os dois modelos ensaiados por 1,2. Assim se a resistência média de parede for 5,6 MPa, a resistência característica será de 4,7 MPa. Outro aspecto importante é o valor de 1,45, que será adotado para o coeficiente de segurança parcial (γ_f).

A Tabela 4.9 mostra os coeficientes de redução da tensão, relativo à esbeltez, para as três alturas citadas e sob o crivo das três normas.

Tabela 4.9 – Coeficiente de redução em função da esbeltez

Altura	NBR 10837	BS 5628	ACI 530
2,4 m	0,921	0,905	0,820
2,6 m	0,900	0,888	0,789
2,8 m	0,875	0,860	0,755

Fonte: Ramalho, 2003

A Tabela 4.10 traz os resultados da aferição da tensão máxima de compressão suportada pelas paredes dentro das recomendações e limitações das três normas.

Tabela 4.10 – Máxima tensão na área bruta para a parede em questão

Altura parede	NBR 10837	ACI 530	BS 5628 Controle normal	BS 5628 Controle especial
2,4 m	1,474 MPa	1,640 MPa	0,838 MPa	1,173 MPa
2,6 m	1,440 MPa	1,578 MPa	0,822 MPa	1,151 MPa
2,8 m	1,400 MPa	1,510 MPa	0,796 MPa	1,115 MPa

Fonte: Ramalho, 2003

Com os resultados observa-se que a BS 5628 apresenta valores de 20% a 30% inferiores a NBR 10837 e ao ACI 530. A referência ao controle especial vale para a produção extremamente controlada das unidades e para a execução bem observada no canteiro.

Através da extensa utilização da NBR 10837, e também do ACI 530 verifica-se que a segurança não está sendo colocada em um plano inferior de importância. Ramalho comenta que a BS 5628 poderia reduzir um pouco seus coeficientes, principalmente o coeficiente γ_m , que segundo o autor está exagerado, quando se aplica como resistência característica de parede.

Com relação à utilização, os procedimentos baseados em tensões admissíveis são mais simples na sua aplicação. Mesmo considerando as normas existentes para os diversos materiais usados em estruturas, a tendência aos estados limites parece não ser reversível.

A complexidade da BS 5628 não compromete a sua correta utilização, principalmente quando se têm recursos computacionais de custo baixo na análise de viabilização.

4.5.2 Flexão simples

Além da compressão simples a flexão simples é a solicitação mais importante e comum em edificações de alvenaria estrutural. Elementos como vigas e vergas são elementos lineares com a finalidade de apoiar e transmitir ações verticais diante de um comportamento predominante de flexão. Usa-se o termo verga quando o elemento estrutural está locado entre os vãos de aberturas, acima de portas e janelas. Esses são os elementos mais comuns que estão submetidos à flexão simples.

Muros de arrimo e paredes de reservatório são elementos submetidos à flexão simples e são achados freqüentemente nas edificações de alvenaria estrutural. O critério de análise estabelece que as tensões de compressão são relativamente pequenas em relação às de flexão.

É bastante recomendável observar que em nosso país a diferença entre a análise de elementos de alvenaria estrutural e de concreto armado se encontra no modelo de cálculo adotado para cada material. A NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado, que usa o método dos estados limites, determina a possibilidade da plastificação da armadura ou deformações no concreto iguais às convencionais de ruptura, na situação última de cálculo.

A NBR 10837, que utiliza o método das tensões admissíveis, assegura a distância adequada entre as tensões atuantes e as que provocam o escoamento, em outras palavras, ruptura dos materiais. No método das tensões admissíveis, as tensões resistentes são calculadas com base em comportamento elástico e linear do material.

No caso de elementos fletidos a NBR 10837, que estabelece as hipóteses de cálculo em alvenaria, especifica que os elementos devem ser calculados no estágio II. O concreto armado em geral está trabalhando no estágio III. Já a BS 5628, que também trabalha com estados limites, admite para a alvenaria um comportamento muito parecido ao do concreto armado. Ela diz que a resistência à compressão da alvenaria na flexão deve ser a metade da prescrita para compressão simples.

A NBR 10837 determina que os elementos fletidos sejam calculados no estágio II, ela parte das seguintes hipóteses básicas de cálculo:

- a) a seção que é plana antes de fletir permanece plana após a flexão;
- b) o módulo de deformação da alvenaria e da armadura permanece constante;
- c) as armaduras são totalmente envolvidas pelo graute e pelos elementos constituinte da alvenaria de maneira que o conjunto trabalhe como um bloco monolítico, como um material homogêneo dentro dos limites das tensões admissíveis.

No estágio II a alvenaria estrutural não resiste aos esforços de tração. Este esforço é 100% suportado pela armadura.

A Figura 4.3 apresenta a situação deformada da seção com a posição da linha neutra e a inclinação do plano da seção após a sollicitação.

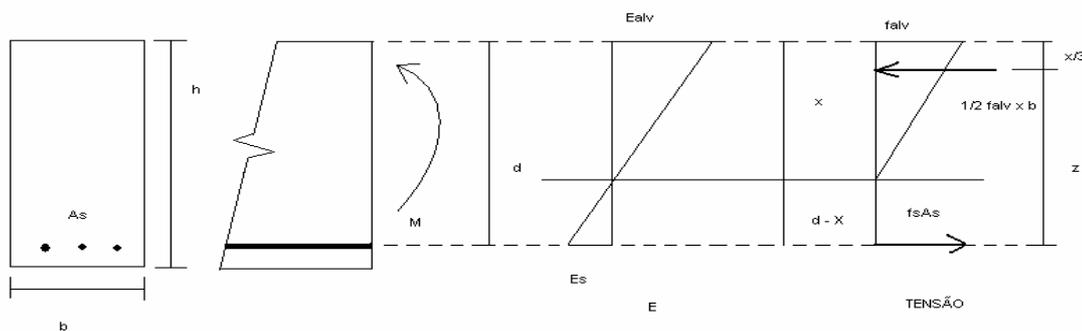


Figura 4.3 – Seção retangular – Flexão simples – Armadura simples

Com a análise da Figura 4.3, para o cálculo básico, são definidas as expressões 4.17 a 4.37.

As Expressões 4.17 e 4.18 fornecem o cálculo das grandezas adimensionais K_x e K_z .

$$K_x = \frac{x}{d} \quad (4.17)$$

$$K_z = \frac{z}{d} = 1 - \frac{K_x}{3} \quad (4.18)$$

onde:

K_x e K_z = grandezas adimensionais;

x = distância da face superior da seção à linha neutra;

z = módulo do braço de alavanca entre as resultantes no aço e na alvenaria;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura.

As expressões 4.19 e 4.20 nos fornecem a razão de tensões e a razão modular.

$$\frac{f_s}{f_{alv}} = m \quad (4.19)$$

$$\frac{E_s}{E_{alv}} = n \quad (4.20)$$

onde:

m = razão de tensões;

n = razão modular;

f_s = tensão no aço;

f_{alv} = tensão na alvenaria;

E_s = módulo de deformação do aço;

E_{alv} = módulo de deformação da alvenaria.

As expressões 4.21 e 4.22 são a aplicação da lei de Hooke para as tensões no aço e na alvenaria e a expressão 4.23 define a compatibilidade de deformações de forma que a seção deve permanecer plana após a deformação

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (4.21)$$

$$f_{alv} = E_{alv} \varepsilon_{alv} \quad (4.22)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{alv}} = \frac{d-x}{x} = \frac{1-K_x}{K_x} \quad (4.23)$$

onde:

f_s = tensão no aço;

f_{alv} = tensão na alvenaria;

E_s = módulo de deformação do aço;

E_{alv} = módulo de deformação da alvenaria;

ε_s = deformação do aço;

ε_{alv} = deformação da alvenaria;

K_x = grandeza adimensional;

x = distância da face superior da seção à linha neutra;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura.

A expressão 4.24 define a condição de equilíbrio da flexão, onde a força normal tem valor modular nulo. A expressão 4.25 define a taxa geométrica de armadura e a expressão 4.26 reescreve uma nova definição da razão de tensões.

$$f_{alv} b \frac{x}{2} = f_s A_s \quad (4.24)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (4.25)$$

$$m = \frac{K_x}{2 \rho} \quad (4.26)$$

onde:

f_s = tensão no aço;

f_{alv} = tensão na alvenaria;

b = largura da seção da viga;

x = distância da face superior da seção à linha neutra;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

A_s = área do aço;

ρ = taxa geométrica de armadura;

K_x = grandeza adimensional;

m = razão de tensões.

Através do processo algébrico, da divisão da tensão atuante no aço pela tensão atuante na alvenaria, verifica-se que a expressão 4.27 fornece outra versão mais aplicável da razão de tensões.

$$\frac{f_s}{f_{alv}} = \frac{E_s}{E_{alv}} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{alv}} = m \quad (4.27)$$

onde:

f_s = tensão no aço;

f_{alv} = tensão na alvenaria;

E_s = módulo de deformação do aço;

E_{alv} = módulo de deformação da alvenaria;

ε_s = deformação do aço;

ε_{alv} = deformação da alvenaria;

m = razão de tensões.

A expressão 4.28 revela a posição da linha neutra; a expressão 4.29 dá a tensão atuante na armadura; a expressão 4.30 fornece a área necessária de aço para suportar as tensões previstas em projeto e a expressão 4.31 fornece um novo cálculo para a grandeza adimensional K_x .

$$K_x = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} \quad (4.28)$$

$$f_d = \frac{M}{A_s K_x d} \quad (4.29)$$

$$A_s = \frac{1}{f_s K_x} \frac{M}{d} = K_s \frac{M}{d} \quad (4.30)$$

$$K_s = \frac{1}{f_s K_x} \quad (4.31)$$

onde:

K_x = grandeza adimensional;

ρ = taxa geométrica de armadura;

n = razão modular;

f_s = tensão no aço;

M = momento fletor atuante na viga;

A_s = área do aço;

K_s = grandeza adimensional;

K_x = grandeza adimensional;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura.

Com o momento atuante na viga e com o adimensional K_{alv} , expressões 4.32 e 4.33, obtem-se os cálculos da máxima tensão na alvenaria, expressão 4.34 e reescreve-se uma nova expressão para o adimensional K_{alv} , expressão 4.35.

$$M = f_{alv} \frac{b x}{2} z = f_{alv} \frac{b}{2} (K_x d)(K_z d) \frac{bd^2}{K_{alv}} \quad (4.32)$$

$$K_{alv} = \frac{z}{f_{alv} K_x K_z} \quad (4.33)$$

$$f_{alv} = \frac{z}{K_x K_z} \frac{M}{bd^2} \quad (4.34)$$

$$K_{alv} = \frac{z}{f_{alv} K_x (3 - K_x)} \quad (4.35)$$

onde:

M = momento fletor atuante na viga;

f_{alv} = tensão na alvenaria;

b = largura da seção da viga;

x = distância da face superior da seção à linha neutra;

z = módulo do braço de alavanca entre as resultantes no aço e na alvenaria;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

K_x , K_z e K_{alv} = grandezas adimensionais.

As expressões 4.36 e 4.37 fornecem K_x e a taxa geométrica de armadura em função da razão de tensões e da razão modular.

$$K_x = \frac{n}{m+n} \quad (4.36)$$

$$\rho = \frac{n}{2m(n+m)} \quad (4.37)$$

onde:

K_x = grandeza adimensional;

ρ = taxa geométrica de armadura;

m = razão de tensões;

n = razão modular.

A partir das expressões básicas, expressões 4.17 a 4.37, começa a se analisar a flexão sob uma ótica de melhor aproveitamento dos materiais através do procedimento chamado por Ramalho de balanceado.

As expressões 4.38 e 4.39 mostram que quando a tensão no aço é igual à tensão admissível à tração, e quando a tensão na alvenaria é igual em módulo a tensão admissível à compressão na flexão, ocorre o dimensionamento balanceado.

$$f_s = f_{s,t} \quad (4.38)$$

$$f_{alv} = f_{alv,c} \quad (4.39)$$

onde:

f_s = tensão no aço;

f_{alv} = tensão na alvenaria;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

$f_{alv,c}$ = tensão admissível à compressão na flexão.

As expressões 4.40 e 4.41 fornecem a posição da linha neutra e a taxa de armadura para o dimensionamento balanceado.

$$K_{xb} = \frac{n}{m_b + n} \quad (4.40)$$

$$\rho_b = \frac{n}{2m_b(m_b + n)} \quad (4.41)$$

onde:

K_{xb} = posição da linha neutra para o dimensionamento balanceado;

n = razão modular;

m_b = razão de tensões para o dimensionamento balanceado;

ρ_b = taxa de armadura para o dimensionamento balanceado.

A expressão 4.42 apresenta a altura útil para o dimensionamento balanceado e a expressão 4.43 apresenta K_{zb} para o dimensionamento balanceado.

$$d_b = \sqrt{\frac{2}{K_{xb} K_{zb}}} \sqrt{\frac{M}{b' f_{alvf}}} \quad (4.42)$$

$$K_{zb} = 1 - \frac{K_{xb}}{3} \quad (4.43)$$

onde:

d_b = altura útil para o dimensionamento balanceado;

K_{xb}, K_{zb} = correspondem aos valores de K_x e K_z para o dimensionamento balanceado;

M = momento fletor atuante na viga;

b = largura da seção da viga;

f_{alvf} = tensão admissível à compressão na flexão.

No momento em que a altura útil é maior ou igual à necessária ao dimensionamento balanceado chega-se ao domínio do dimensionamento subarmado. Na fase inicial desse procedimento de cálculo não se tem o conhecimento das tensões que ocorrem na alvenaria. Nesta fase tem-se o conhecimento de que apenas o aço se submeterá à tensão admissível. As expressões 4.36 e 4.37 realçam essa fase inicial de projeto. É importante observar que no final do projeto verifica-se que a tensão atuante na alvenaria deve ser verificada pela expressão 4.32.

Outra situação bem distinta ocorre quando a altura útil é menor que a altura do dimensionamento balanceado. Neste caso há o dimensionamento superarmado. Neste procedimento de cálculo estrutural a tensão admissível da alvenaria é atingida antes da tensão admissível do aço.

As expressões 4.39 e 4.44 definem a condição matemática inicial para o dimensionamento superarmado.

$$f_s \leq f_{s,t} \quad (4.44)$$

onde:

f_s = tensão no aço;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração.

O momento fletor, a taxa geométrica de armadura e a tensão do aço que atuam na viga superarmada de alvenaria estrutural, são mostrados nas expressões 4.45, 4.46 e 4.47.

$$M = \frac{f_{alvf} K_x (3 - K_x) b d^2}{6} \quad (4.45)$$

$$\rho = \frac{K_x^2}{2n(1 - K_x)} \quad (4.46)$$

$$f_s = \frac{M}{A_s K_x d} \leq f_{s,t} \quad (4.47)$$

onde:

M = momento fletor atuante na viga;

f_{alvf} = tensão admissível à compressão na flexão;

K_x, K_z = grandezas adimensionais;

b = largura da seção da viga;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

ρ = taxa geométrica de armadura;

n = razão modular;

f_s = tensão no aço;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

A_s = área do aço.

O módulo de deformação da alvenaria é dado pela Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Módulos de deformação da alvenaria estrutural

Bloco	Módulo de deformação	E_{alv} (MPa)	Máx. valor (MPa)
Concreto	longitudinal	$800 f_p$	16000
	transversal	$400 f_p$	6000
Cerâmico	longitudinal	$600 f_p$	12000
	transversal	$300 f_p$	4500

Fonte: Ramalho, 2003

A Figura 4.4 representa o dimensionamento da seção retangular com armadura dobrada, ou seja, dupla.

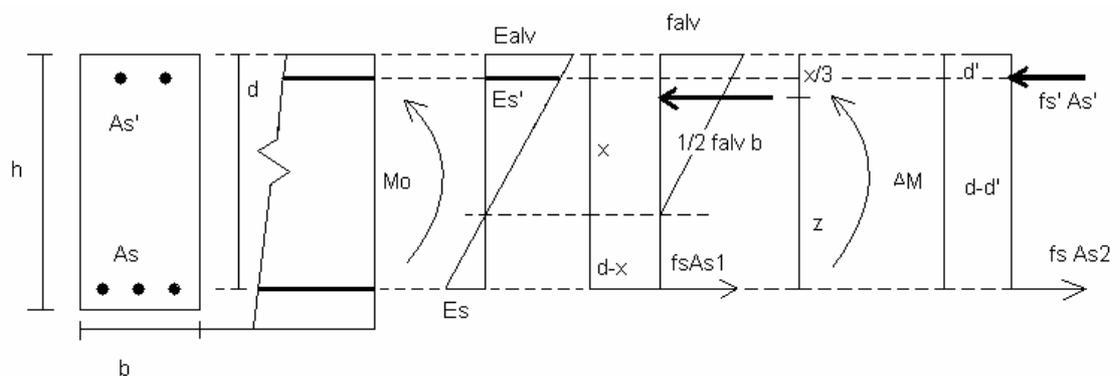


Figura 4.4 – Seção retangular – Flexão – Armadura dupla

No início do projeto de cálculo estrutural acha-se o valor do momento fletor que é absorvido pela seção, M_0 , essa absorção corresponde a apenas uma fração do momento fletor, nesta etapa as hipóteses iniciais são a armadura simples e o dimensionamento balanceado. A próxima etapa é a determinação da parcela complementar do momento que é absorvida por um binário de forças resultantes de armaduras adicionais, conforme diz Márcio Corrêa, (2003).

A expressão 4.48 fornece o momento M_0 .

$$M_0 = f_{alvf} \frac{bd^2}{2} K_{xb} K_{zb} \quad (4.48)$$

onde:

M_0 = parcela do momento fletor que é absorvida pela seção;

f_{alvf} = tensão admissível à compressão na flexão;

b = largura da seção da viga;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

K_{xb}, K_{zb} = correspondem aos valores de K_x e K_z para o dimensionamento balanceado.

A expressão 4.49 fornece a armadura necessária para resistir ao esforço de tração, para isso usou-se o valor da parcela do momento fletor absorvida pela seção e o valor da tensão admissível do aço.

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{st} K_{zb}} \frac{M_0}{d} \quad (4.49)$$

onde:

A_{s1} = Armadura tracionada;

K_{zb} = corresponde ao valor de K_z para o dimensionamento balanceado;

f_{st} = tensão admissível à tração;

M_0 = parcela do momento fletor que é absorvida pela seção;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura.

A expressão 4.50 fornece a parcela complementar do momento fletor. Essa parcela é absorvida pelo binário de forças, que é resultado da armadura comprimida e da armadura tracionada.

$$\Delta M = M - M_0 \quad (4.50)$$

onde:

ΔM = parcela complementar do momento;

M = momento fletor que atua no elemento;

M_0 = parcela do momento fletor que é absorvida pela seção.

A tensão na armadura tracionada corresponde ao módulo para o equacionamento balanceado. Neste caso é o valor admissível e a tensão na armadura comprimida é gerada pela compatibilidade de deformações conforme a Figura 4.4.

Por semelhança de triângulos na figura 4.4 no diagrama ε , chega-se à expressão 4.51.

$$\frac{\varepsilon_s'}{x-d'} = \frac{\varepsilon_s}{x-d} \quad (4.51)$$

onde:

ε_s' = deformação do aço na região comprimida;

ε_s = deformação do aço;

d' = distância da face superior da seção à posição da armadura comprimida;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

x = distância da face superior da seção à linha neutra.

Partindo-se da expressão 4.51, 4.21 e 4.38, obtém-se a expressão 4.52 que fornece a tensão na armadura comprimida.

$$f_s' = \frac{x-d'}{x-d} f_{s,t} \quad (4.52)$$

onde:

f_s' = tensão no aço comprimido;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

d' = distância da face superior da seção à posição da armadura comprimida;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

x = distância da face superior da seção à linha neutra.

As expressões 4.53 e 4.54 permitem o cálculo da área de aço das armaduras adicionais necessária para a região tracionada e para a região comprimida.

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{f_{s,t}(d-d')} \quad (4.53)$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{f_s(d-d')} = \frac{\Delta M}{(d-d')} \frac{d-x}{x-d'} \frac{1}{f_{s,t}} \quad (4.54)$$

onde:

A_{s2} = armadura adicional tracionada;

A_s' = armadura adicional comprimida;

ΔM = parcela complementar do momento;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

f_s = tensão no aço;

d' = distância da face superior da seção à posição da armadura comprimida;

d = distância da face superior da seção à posição da armadura;

x = distância da face superior da seção à linha neutra.

A expressão 4.55 permite calcular a área da armadura tracionada no dimensionamento com armadura dupla.

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (4.55)$$

onde:

A_s = armadura tracionada, no caso de dimensionamento com armadura dupla;

A_{s1} = Armadura tracionada;

A_{s2} = armadura adicional tracionada.

4.5.3 Cisalhamento

O esforço de cisalhamento costuma ser verificado na estrutura atuando em consonância com o momento fletor. Elementos estruturais como vergas, vigas ou paredes que fazem parte do contraventamento são os mais afetados em termos de tensão cisalhante, outros elementos estruturais como muros de arrimo e paredes de reservatórios são menos afetados pela tensão cisalhante, estando essa dentro dos limites admissíveis. O principal motivo disto ocorrer é o fato dessas estruturas menos afetadas trabalharem segundo a direção da menor inércia.

Outro aspecto importante com relação à tensão de cisalhamento é o fato dela ter que ser absorvida totalmente pela alma da seção transversal do elemento estrutural. Este aspecto é muito importante em seções transversais com formato I, L e T. Tais seções são demasiadamente analisadas em estruturas de aço.

A expressão 4.56 e 4.57 permitem calcular a tensão cisalhante em elementos de alvenaria estrutural não-armada e elementos de alvenaria estrutural armada no sentido longitudinal.

$$\tau_{alv1} = \frac{V}{A} \quad (4.56)$$

$$\tau_{alv2} = \frac{V}{(b d)} \quad (4.57)$$

onde:

τ_{alv1} = tensão cisalhante em alvenaria estrutural não-armada;

τ_{alv2} = tensão cisalhante em alvenaria estrutural armada longitudinalmente;

V = esforço cortante;

A = área da seção transversal do elemento estrutural;

b = largura da seção;

d = altura útil, valor da distancia da face comprimida ao centróide das armaduras tracionadas.

A expressão 4.56 é utilizada pela BS 5628 para as alvenarias armadas e não-armadas e para NBR 10837 a expressão 4.56 pode ser utilizada da mesma forma que é usada pela norma inglesa.

No caso do ACI 530, a expressão 4.56 é usada apenas quando parte da seção transversal estiver submetida a tensões normais de tração. Se a seção transversal estiver submetida apenas a tensões de compressão, a tensão cisalhante deve ser calculada pela expressão 4.58.

$$\tau_{alv3} = \frac{V M_{ext}}{esp M_{flex}} \quad (4.58)$$

onde:

τ_{alv3} = tensão cisalhante em alvenaria estrutural cuja seção transversal está submetida apenas a tensão de compressão;

V = força cortante;

M_{ext} = momento estático;

esp = espessura;

M_{flex} = momento de inércia à flexão.

onde:

$A_{sw,\alpha1}$ = armadura transversal para altura da viga igual a z;

V = esforço cortante;

s = espaçamento evidenciado na Figura 4.05;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

z = altura da viga;

$z \cot\alpha$ = projeção da armadura média no eixo horizontal;

$z \cot\beta$ = projeção da biela de compressão no eixo horizontal;

$\frac{V}{\sin \alpha}$ = força resultante na armadura média.

A expressão 4.60, que está presente na NBR 10837, fornece o valor da armadura transversal na situação em que o ângulo beta seja de 45° e o valor z se aproxima da altura útil da seção.

$$A_{sw,\alpha2} = \frac{V s}{f_{s,t} d (\cot\alpha + \text{sen}\alpha)} \quad (4.60)$$

onde:

$A_{sw,\alpha2}$ = armadura transversal, para z tendendo a d;

V = esforço cortante;

s = espaçamento evidenciado na Figura 4.5;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

d = altura útil, distância da face comprimida ao centróide das armaduras tracionadas;

$d \cot\alpha$ = projeção da armadura média no eixo horizontal;

$d \text{sen}\alpha$ = projeção da biela de compressão no eixo horizontal;

$\frac{V}{\sin \alpha}$ = força resultante na armadura média.

A expressão 4.61, que está presente na NBR 10837, permite o cálculo da armadura cisalhante quando o processo executivo no canteiro de obras usar somente estribos a 90°.

$$A_{trav.90} = \frac{V s}{f_{s,t} d} \quad (4.61)$$

onde:

$A_{trav.90}$ = armadura transversal para o caso de utilizar estribos à 90°;

V = esforço cortante;

s = espaçamento evidenciado na Figura 4.05;

$f_{s,t}$ = tensão admissível à tração;

d = altura útil, distância da face comprimida ao centróide das armaduras tracionadas.

A expressão 4.61 é a mais importante do ponto de vista prático, uma vez que em quase a totalidade dos casos os estribos usados estão dispostos a 90°. Com relação ao espaçamento “s” verifica-se que ele deve estar em consonância com a dimensão do bloco. Espaçamentos de 20 cm e 40 cm são ideais para blocos múltiplos, em comprimento, de 20 cm e espaçamentos de 15 cm e 30 cm para blocos múltiplos, em comprimento, de 15 cm.

Sobre a tensão pode-se constatar em casos corriqueiros o valor modular de 165 MPa. A NBR 10837 impõe valores modulares relativamente baixos para a tensão.

A respeito da análise de fissuras, a NBR 10837 determina que cada traço de fissura potencial, deve ser cortado por pelo menos uma barra de armadura transversal.

4.5.4 Flexão composta

Em edificações com mais de cinco pavimentos, verifica-se que as paredes estruturais, que constituem o sistema de contraventamento, recebem cargas verticais de compressão e também recebem cargas horizontais como a ação dos ventos e os efeitos físicos do desaprumo.

A flexão composta é a situação física em que há superposição dos efeitos da compressão com os efeitos dos momentos fletores. Há uma combinação de carregamento axial de compressão e momento fletor. Esta combinação ou superposição ocorre em um mesmo elemento estrutural.

Há situações variadas que podem gerar a flexão composta. Um exemplo desse tipo de situação é quando o solo exerce empuxo desordenado na fundação da estrutura. Este empuxo desordenado nada mais é que um esforço vertical desalinhado com os eixos axiais dos pilares. Outro exemplo bem semelhante é o empuxo exercido por lençóis freáticos. Isto ocorre quando no processo de execução da fundação da estrutura rebaixa-se o lençol freático e após a execução ele volta ao nível normal exercendo empuxo na fundação.

Em quase a totalidade das estruturas, quase nunca um carregamento vertical é perfeitamente alinhado ao eixo de simetria dos pilares e este pequeno desalinhamento gera o esforço de flexão composta.

A NBR 10837 recomenda que se verifique a existência de esforço de tração em elementos submetidos à flexão composta. A expressão 4.62 permite essa verificação matemática.

$$f_{alvf} - 0,75f_{alvc} \leq f'_{alvt} \quad (4.62)$$

onde:

f_{alvf} = tensão que atua na estrutura em decorrência da flexão;

f_{alvc} = tensão que atua na estrutura em decorrência da compressão;

f'_{alvt} = tensão admissível à tração da alvenaria não-armada.

Caso a expressão 4.62 seja atendida, a NBR 10837 afirma que a seção transversal está sofrendo tensões dentro do limite aceitável para a alvenaria não-armada, não havendo qualquer necessidade de armaduras específicas para combater essas tensões.

Ela admitir que 75% das cargas verticais sejam permanentes.

As tensões de compressão na alvenaria estrutural são verificadas pelas expressões 4.63 e 4.64, conforme recomendação da NBR 10837.

$$\frac{f_{alv,c}}{f'_{alv,c}} + \frac{f_{alv,t}}{f'_{alv,t}} \leq 1,00 \quad (4.63)$$

$$\frac{f_{alv,c}}{f'_{alv,c}} + \frac{f_{alv,t}}{f'_{alv,t}} \leq 1,33 \quad (4.64)$$

onde:

$f_{alv,t}$ = tensão que atua na estrutura em decorrência da flexão;

$f'_{alv,t}$ = tensão admissível à flexão da alvenaria não-armada;

$f_{alv,c}$ = tensão que atua na estrutura em decorrência da compressão;

$f'_{alv,c}$ = tensão admissível à compressão da alvenaria não-armada.

As expressões 4.63 e 4.64 devem ser atendidas em pelo menos uma delas, existindo ou não tensões de tração acima dos limites máximos permitidos pela NBR 10837 às alvenarias não-armadas.

Em situações onde o projeto estrutural só leva em consideração apenas os carregamentos permanentes e as ações variáveis, faz-se a análise das tensões de compressão de acordo com a expressão 4.63. Em situações onde a NBR 10837 permite que o projeto estrutural leve em conta a ação do esforço horizontal gerado pelos ventos, além dos carregamentos permanentes e das ações variáveis, a verificação deve ser feita pela expressão 4.64.

Na expressão 4.62 a NBR 10837 afirmava que a seção transversal estava sofrendo tensões dentro do limite aceitável para a alvenaria não-armada, não

havendo naquela situação a necessidade de armaduras específicas. Pode-se verificar que se houver tensões acima do limite aceitável para a alvenaria não-armada, deve-se projetar e executar armaduras específicas para resistir a essas tensões.

No procedimento de cálculo adotado para análise de flexão composta é importante observar que este só é recomendado pela norma brasileira para a situação em que o esforço normal for significativamente maior que a flexão. Na situação em que a flexão se torna modularmente equivalente ao esforço normal a norma brasileira recomenda o procedimento de cálculo adotado para a flexão simples. O cálculo da armadura neste caso é feito sem considerar o efeito da superposição das ações. Calcula-se separadamente, em primeiro lugar, a armadura necessária para a compressão, considerando-se para isso as expressões 4.63 e 4.64. Em segundo lugar é calculada a armadura necessária para a flexão.

A Figura 4.6 mostra um elemento estrutural sob ação da flexão composta. Nesta figura os valores modulares dos esforços de tração são maiores que os esforços de compressão.

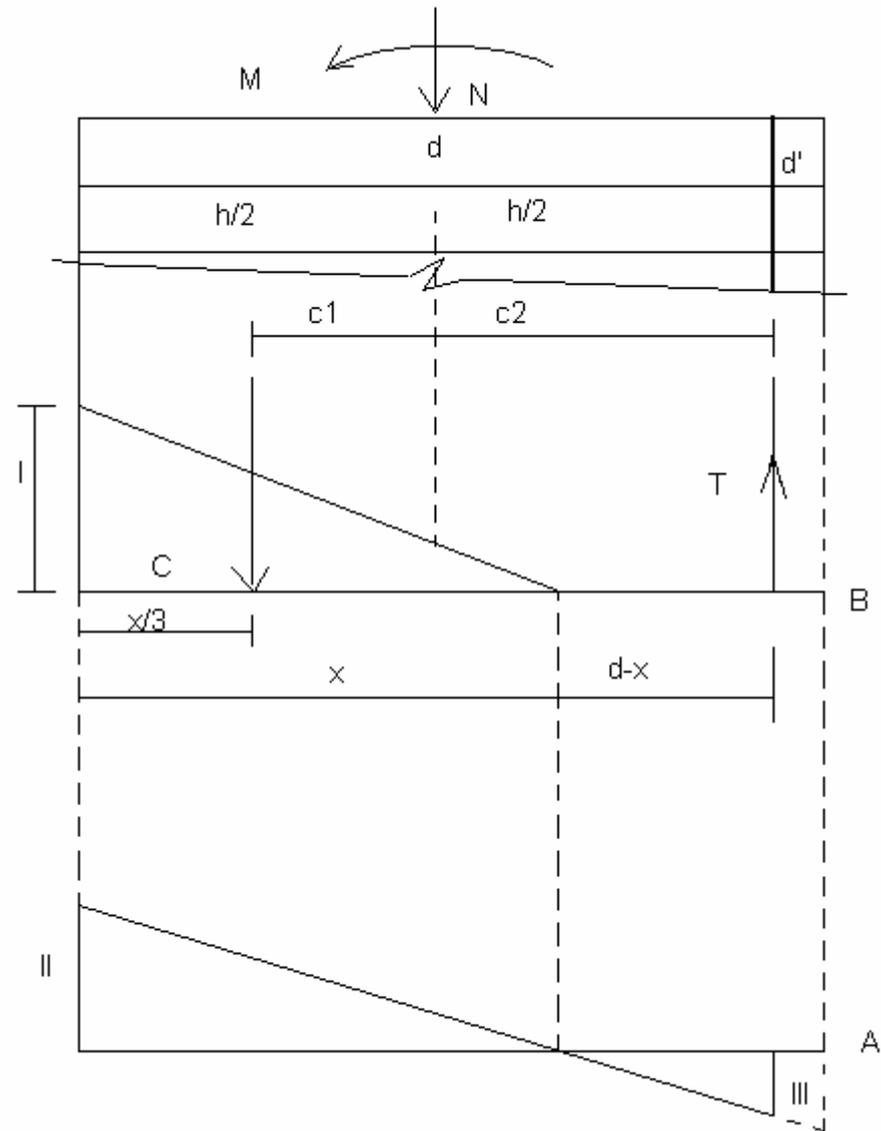


Figura 4.6 – Elemento estrutural submetido à flexão composta

onde:

$$I = f_{dIV};$$

$$II = \epsilon_{dIV};$$

$$III = \epsilon_s;$$

$$A = \epsilon;$$

$$B = \sigma.$$

As hipóteses básicas da flexão composta estabelecem que a seção permanece plana após a flexão. Validam a lei de Hooke, determinam o equilíbrio entre as ações solicitantes e a resultante das tensões que atuam no aço e na alvenaria.

A partir da Figura 4.6 define-se as expressões 4.65 e 4.66.

$$c_1 = \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \quad (4.65)$$

$$c_2 = \frac{h}{2} - d' \quad (4.66)$$

A expressão 4.67 fornece a tensão na alvenaria, tensão originada pela compressão somada à tensão originada pela flexão, a expressão 4.68 fornece o valor oriundo da compressão.

$$f_{alv} = f_{alvc} + f_{alvf} \quad (4.67)$$

$$f_{alvc} = \frac{N}{bh} \quad (4.68)$$

onde:

f_{alv} = tensão total na alvenaria;

f_{alvf} = tensão que atua na estrutura em decorrência da flexão;

f_{alvc} = tensão que atua na estrutura em decorrência da compressão;

b = largura da seção;

N = força normal que atua no plano da seção transversal;

h = comprimento da seção, definido na Figura 4.6.

A tensão na alvenaria em função da flexão é dada pela expressão 4.69. Neste caso o efeito da ação dos ventos não é levado em consideração. No caso em que o momento é gerado pela ação dos ventos a tensão na alvenaria é dada pela expressão 4.70.

$$f_{alv,f} = \left(1,00 - \frac{f_{alv,c}}{f_{alvc}}\right) f_{alv,f} \quad (4.69)$$

$$f_{alv,f} = \left(1,33 - \frac{f_{alv,c}}{f_{alvc}}\right) f_{alv,f} \quad (4.70)$$

onde:

$f_{alv,f}$ = tensão que atua na estrutura em decorrência da flexão;

$f_{alv,f}$ = tensão admissível à flexão da alvenaria não-armada;

$f_{alv,c}$ = tensão que atua na estrutura em decorrência da compressão;

f_{alvc} = tensão admissível à compressão da alvenaria não-armada.

A expressão 4.71 permite calcular a resultante de compressão no plano da seção transversal e a expressão 4.72 nos dá a força de tração que atua na seção.

$$C = 0,5 f_{alv} b x \quad (4.71)$$

$$T = C - N = \frac{1}{2} f_{alv} b x - N \quad (4.72)$$

onde:

C = resultante de compressão no plano da seção transversal;

f_{alv} = tensão total na alvenaria;

b = largura da seção;

x = distância definida na Figura 4.6;

T = tração que atua no plano da seção transversal;

N = força normal que atua no plano da seção transversal.

A expressão 4.73 fornece o cálculo do momento fletor.

$$M = C_{c1} + T_{c2} \quad (4.73)$$

onde:

M = momento fletor que atua no plano da seção transversal;

C_{c1} = força de compressão;

T_{c2} = força de tração.

A expressão 4.74 reescreve o momento fletor, sem as incógnitas C_1 , C_2 e C .

$$M = 0,5 f_{alv} b x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + (0,5 f_{alv} b x - N) \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (4.74)$$

onde:

M = momento fletor que atua no plano da seção transversal;

f_{alv} = tensão total na alvenaria;

b = largura da seção;

x = distância definida na Figura 4.6;

h = comprimento da seção, definido na Figura 4.6;

N = força normal que atua no plano da seção transversal;

d' = distância definida na Figura 4.6.

A posição da linha neutra é obtida pela solução da expressão 4.74, evidenciando como incógnita a profundidade da linha neutra. Dessa forma obtém-se uma equação do segundo grau cuja raiz válida é obtida pela expressão 4.75.

A equação do segundo grau é fornecida para efeito elucidativo pela expressão 4.76 e os termos dessa equação do segundo grau são dados pelas expressões 4.77, 4.78 e 4.79.

$$x = \frac{-a_1 \pm \sqrt{(a_1)^2 - 4a_2 a_0}}{2a_2} \quad (4.75)$$

$$a_2 x^2 + a_1 x + a_0 = 0 \quad (4.76)$$

$$a_2 = 1/6 f_{alv} b \quad (4.77)$$

$$a_1 = -0,5f_{alv} b d \quad (4.78)$$

$$a_0 = M + N\left(\frac{h}{2} - d'\right) \quad (4.79)$$

onde:

x = profundidade da linha neutra, distância evidenciada na Figura 4.6;

a_1, a_2 e a_3 = termos da equação do segundo grau dependente de x^2 , dependente de x e termo independente de x , respectivamente;

f_{alv} = tensão total na alvenaria;

b = largura da seção;

d = altura útil, distância da face comprimida ao centróide das armaduras tracionadas;

M = momento fletor que atua no plano da seção transversal;

N = força normal que atua no plano da seção transversal;

h = comprimento da seção, definido na Figura 4.6;

d' = distância definida na Figura 4.6.

A linha neutra deve ter um valor numérico inferior que a altura útil da seção e deve ser um número real e com sinal positivo. A NBR 10837 estabelece que se essas condições não forem atendidas, o cálculo estrutural deve ser imediatamente interrompido. Uma vez que essas condições tenham sido exatamente atendidas conforme a NBR 10837, parte-se para o cálculo da armadura.

A expressão 4.80 mostra a compatibilidade de deformações, segundo a qual a seção permanece plana após a flexão e a expressão 4.81 fornece a tensão de tração no aço.

A obtenção da expressão 4.81 se dá com a multiplicação da razão modular, n , pela expressão 4.80.

A razão modular está evidenciada na expressão 4.20.

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{alv}} = \frac{d-x}{x} \quad (4.80)$$

$$f_s = n \frac{d-x}{x} f_{alv} \quad (4.81)$$

onde:

ϵ_s = deformação do aço;

ϵ_{alv} = deformação da alvenaria;

d = altura útil, distância da face comprimida ao centróide das armaduras tracionadas;

x = profundidade da linha neutra, distancia evidenciada na Figura 4.6;

f_s = tensão no aço;

f_{alv} = tensão total na alvenaria;

n = razão modular.

E por fim a expressão 4.82 fornece a área da armadura necessária para suportar a tração.

$$A_s = \frac{T}{f_s} \quad (4.82)$$

onde:

A_s = área da armadura tracionada;

T = tração que atua no plano da seção transversal;

f_s = tensão no aço.

A norma brasileira afirma que a tensão na armadura tem que ser menor que a tensão admissível. Mas se esta condição não for obedecida, então o engenheiro deve minorar a tensão de compressão na alvenaria e recalculá-la a partir da expressão 4.71 até a expressão 4.82.

Uma boa razão física para essa medida de correção da norma brasileira é que quando há uma minoração na tensão de compressão da alvenaria, conseqüentemente ocorre a redução na tensão da armadura e obtém-se uma maior área de aço como resultado.

Ocorrendo o contrario, ou seja, a tensão de compressão na alvenaria sendo maior que a tensão admissível, haverá uma situação contrária à visão da engenharia econômica na indústria da construção civil. Haverá prejuízos à medida em que a armadura esteja sendo subaproveitada. Do ponto de vista do projeto de cálculo estrutural, o engenheiro deve ficar atento quando o valor da posição da linha neutra se torna próximo ao valor da altura útil. A norma brasileira NBR 10837 recomenda para essa situação que seja usado um bloco mais resistente, com um maior f_{bk} , resultando em uma alvenaria mais resistente. Com o aumento da tensão na alvenaria ocorre um aumento na tensão da armadura, levando a uma situação econômica mais favorável.

A análise da flexão composta feita até esse ponto é bastante teórica e fiel aos preceitos da norma brasileira. Mas como a engenharia é a maior e a mais complexa atividade humana, a indústria da construção civil necessita de velocidade e confiabilidade. Com isso pode-se adotar uma análise mais simplificada que traga rapidez com a devida segurança.

No procedimento mais simplificado parte-se da hipótese de que a seção transversal é homogênea e todo esforço de tração é unicamente suportado pelas armaduras. Outro ponto importante com relação ao aço é determinar que ele está submetido a deformações que geram uma tensão equivalente a tensão admissível.

Amrhein (1998), propõe em seu método de cálculo, que é bastante parecido ao da norma brasileira, que a tensão no aço seja igual à tensão admissível. O engenheiro pesquisador justifica que as seções podem não permanecer planas após a flexão e que a seção fissurada, sofre a ação de fissuras que provocam uma distribuição de tensões diferente da distribuição usual.

O procedimento simplificado é empiricamente comprovado por seus resultados confiáveis até nos casos-limite e sua velocidade em relação ao procedimento tradicional também é bastante significativa.

A Figura 4.7 e a Figura 4.8 possibilitam a definição de grandezas para esse método mais simplificado.

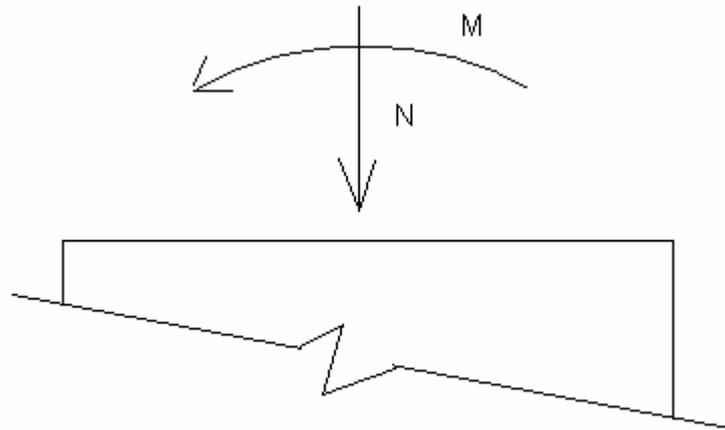


Figura 4.7 – Tensões no elemento estrutural

Fonte: Correa, 2004

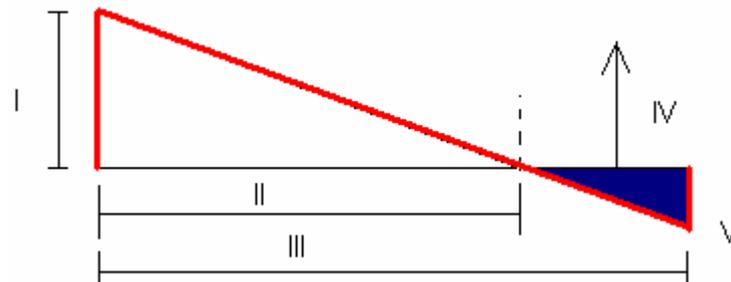


Figura 4.8 – Posição da linha neutra na seção transversal

onde:

$$I = f_{ctv};$$

$$II = x;$$

$$III = h;$$

$$IV = T;$$

$$V = f_c.$$

Em primeiro lugar, determinam-se as tensões de tração, f_t , e compressão, f_{alv} , determina-se a posição da linha neutra com o auxílio das expressões 4.83 e 4.84.

$$f_{alv} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (4.83)$$

$$f_t = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \quad (4.84)$$

onde:

f_{alv} = tensão de compressão na alvenaria;

f_t = tensão de tração na alvenaria;

A = área da seção transversal;

W = módulo de resistência à flexão;

M = momento fletor que atua no plano da seção transversal;

N = força normal que atua no plano da seção transversal.

Em um segundo momento, verifica-se a tensão de compressão na alvenaria, f_{alv} , com as expressões 4.63 e 4.64.

Após a verificação das expressões 4.63 e 4.64, calcula-se a força total de tração por integração das tensões de tração. A expressão 4.85 fornece esse resultado para o caso da seção retangular e a expressão 4.86 fornece o cálculo da área de aço necessária.

$$T = 0,5 f_t b (h - x) \quad (4.85)$$

$$A_s = \frac{T}{f_{s,t}} \quad (4.86)$$

onde:

T = tração que atua no plano da seção transversal;

A_s = área da armadura tracionada;

f_t = tensão de tração na alvenaria;

b = largura da seção;

$f_{t,adm}$ = tensão admissível à tração;

h = distância definida na Figura 4.8;

x = distância definida na Figura 4.8.

4.6 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL

As solicitações externas são de compressão, flexão simples, flexão composta e cisalhamento.

4.6.1 Análise de compressão simples

A Figura 4.9 representa uma parede em blocos de concreto sob a ação de cargas uniformemente distribuídas, aplicadas ao longo de sua face superior localizada em seu topo.

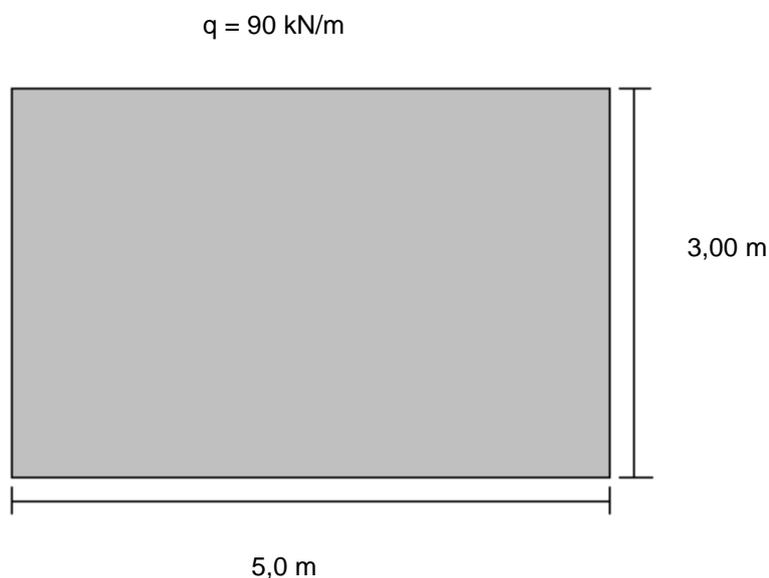


Figura 4.9 - Parede em blocos de concreto

Variando-se a carga uniformemente distribuída de 50 kN/m a 100 kN/m e chega-se a Tabela 4.12 e com esses dados define-se o gráfico da Figura 4.10.

Tabela 4.12 – Resistência do bloco em função da carga uniformemente distribuída

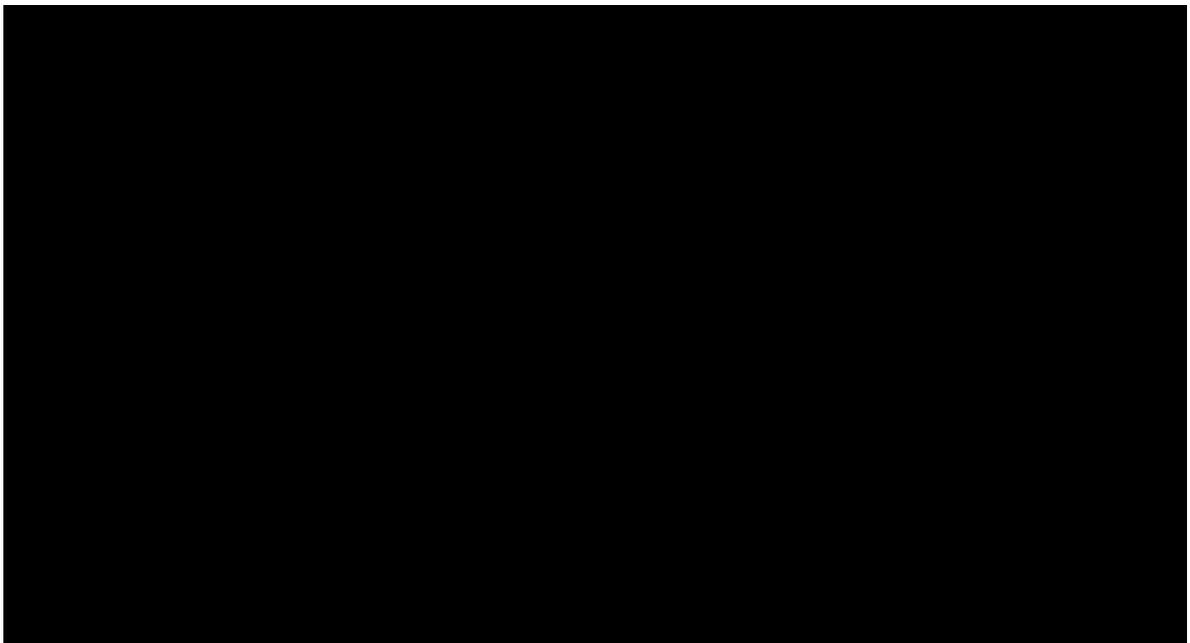
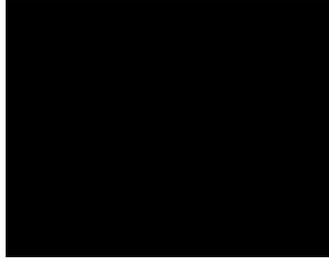
 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$ MPa

Figura 4.10 – Gráfico da resistência do bloco em função da carga uniformemente distribuída aplicada

Observa-se que conforme a carga solicitante de compressão aumenta em seu valor, a resistência necessária do bloco aumenta. Em uma primeira etapa de carregamento, com um coeficiente angular maior e, depois, com um coeficiente angular mais suave nas etapas de carregamentos posteriores, mantendo-se esta variação de coeficiente constante até a simulação da carga distribuída final de 100 kN/m.

4.6.2 Análise de flexão

A Figura 4.11 representa uma viga sob a ação de cargas uniformemente distribuídas longitudinalmente aplicadas.

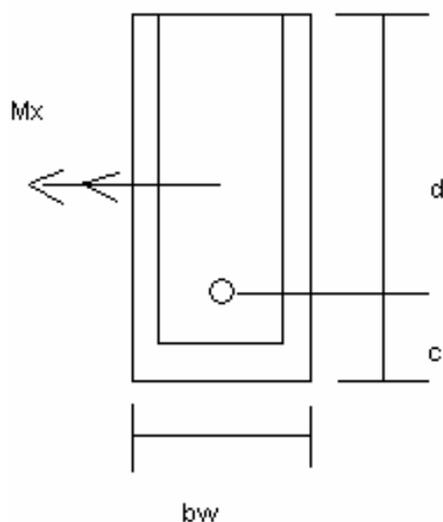


Figura 4.11 - Viga com armadura simples

Variando-se a altura da viga de 10 cm a 53 cm chega-se a Tabela 4.13 e com esses dados define-se o gráfico da Figura 4.12.

Tabela 4.13 - Área de aço em função da altura da viga

d (cm)	As (cm ²)
10	5,632
15	3,788
20	2,841
25	2,273
32	1,776
38	1,495
40	1,420
45	1,263
50	1,136
53	1.072

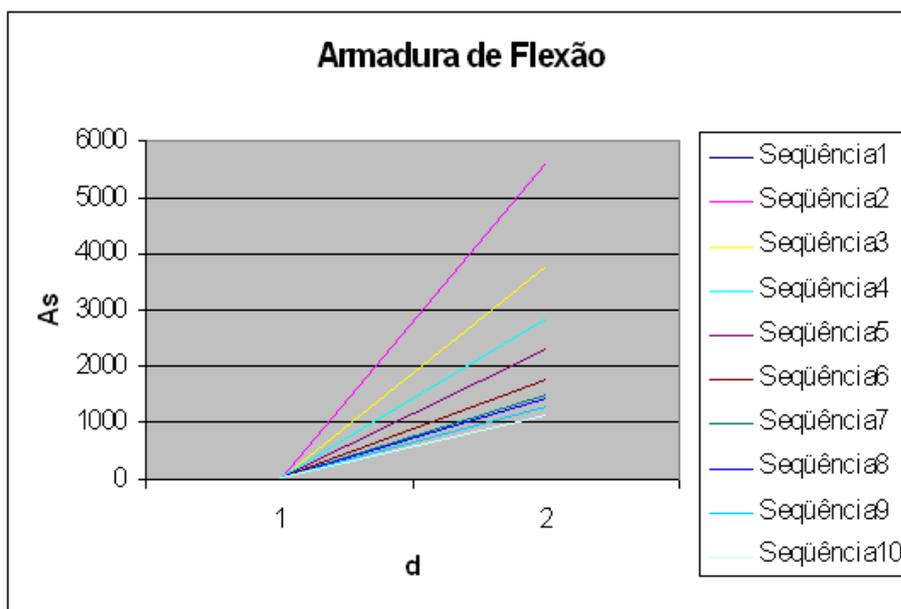


Figura 4.12 - Gráfico da armadura de flexão em função da altura da viga.

Verifica-se que quanto maior for o coeficiente angular das retas seqüenciais, maior será a taxa de armadura e menor será a altura de viga necessária. Quanto menor o coeficiente angular, menor será a taxa de armadura necessária e maior será a altura da viga. Com relação à b_w , afirma-se que não há nenhuma influência da largura da viga no cálculo de taxa de armadura para o cálculo da flexão.

A Figura 4.13 representa uma viga sob a ação de cargas uniformemente distribuídas, longitudinalmente aplicadas.

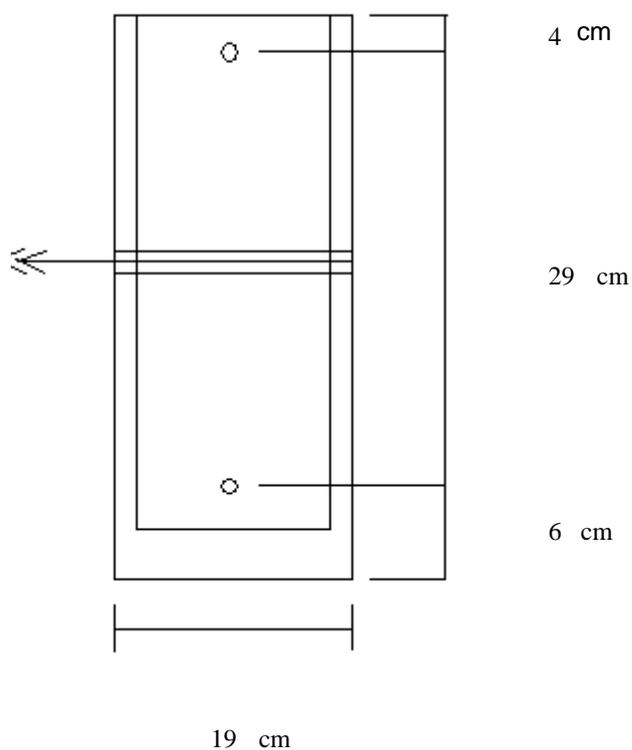


Figura 4.13 - Viga com armadura dupla

Variando-se os momentos solicitantes externos aplicados de 1000 MPa a 1500 MPa, obtém-se os valores encontrados na Tabela 4.14 e, com esses dados definem-se os gráficos das Figuras 4.14, 4.15 e 4.16.

Tabela 4.14 - Tabela das áreas das armaduras tracionadas e comprimidas em função do momento aplicado.

M (MPa)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
1000	2,075	0,071
1100	2,284	0,686
1200	2,493	1,3
1220	2,535	1,423
1300	2,702	1,914
1400	2,911	2,529
1500	3,12	3,143

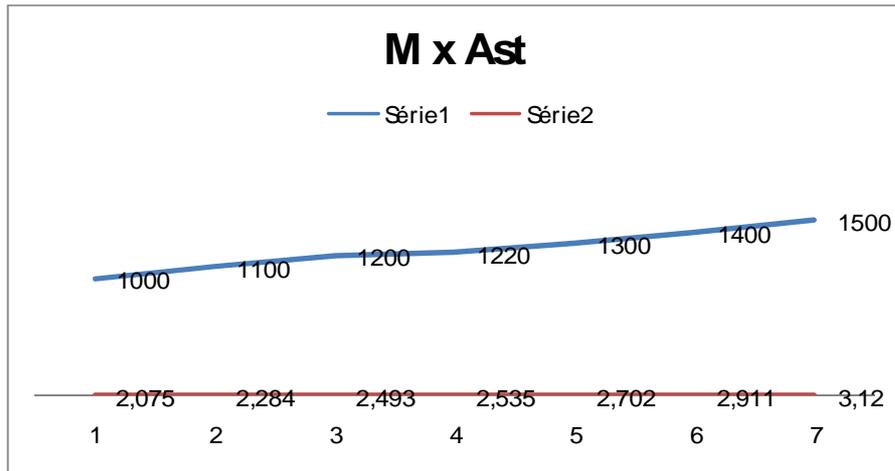


Figura 4.14 - Gráfico da área da armadura tracionada em função do momento.

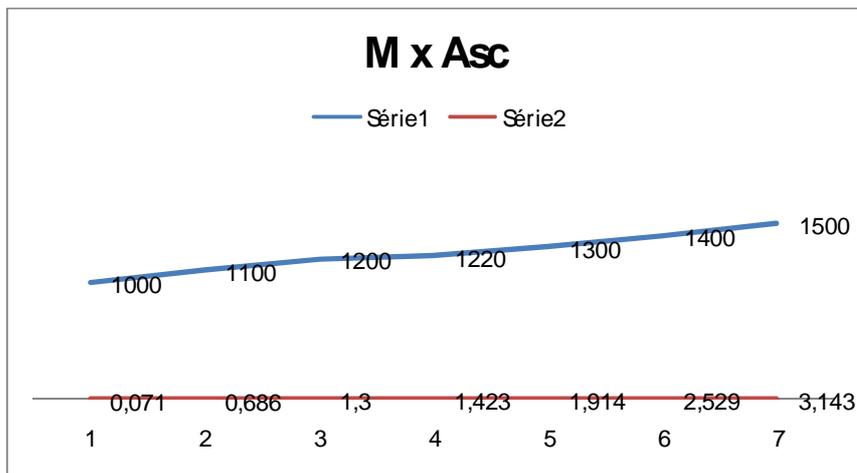


Figura 4.15 - Gráfico da área da armadura comprimida em função do momento.

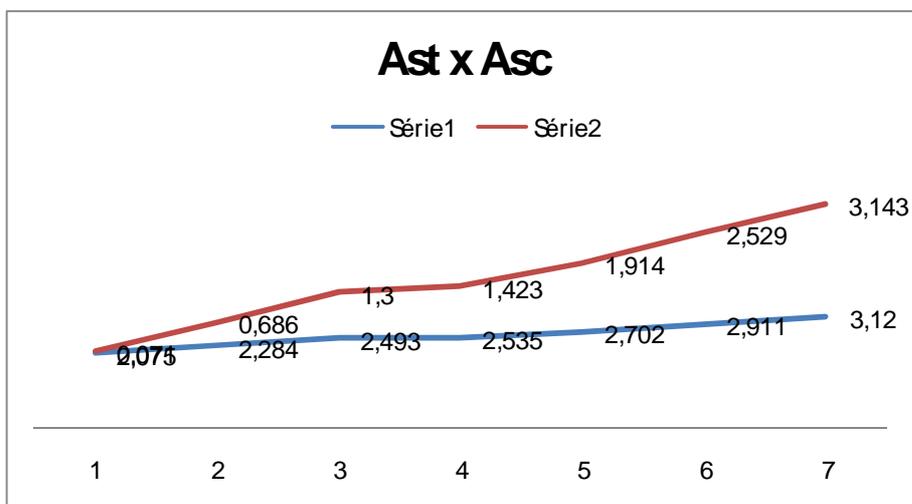


Figura 4.16 - Gráfico da área da armadura tracionada em função da armadura comprimida.

Com relação aos gráficos das Figuras 4.14 e 4.15, verifica-se que enquanto os valores dos momentos aumentam, os valores das armaduras também aumentam em proporções diferenciadas nos primeiros estágios de carregamento, como também nos estágios intermediários.

Com relação ao gráfico da Figura 4.16, observa-se que para uma determinada variação de momentos fletores, houve taxas diferenciadas nas armaduras de tração e de compressão. A armadura de compressão é menor que a de tração, e seu crescimento é vinculado ao crescimento da armadura de tração.

4.6.3 Análise de cisalhamento

A Figura 4.17 representa uma viga sob a ação de cargas uniformemente distribuídas longitudinalmente aplicadas.

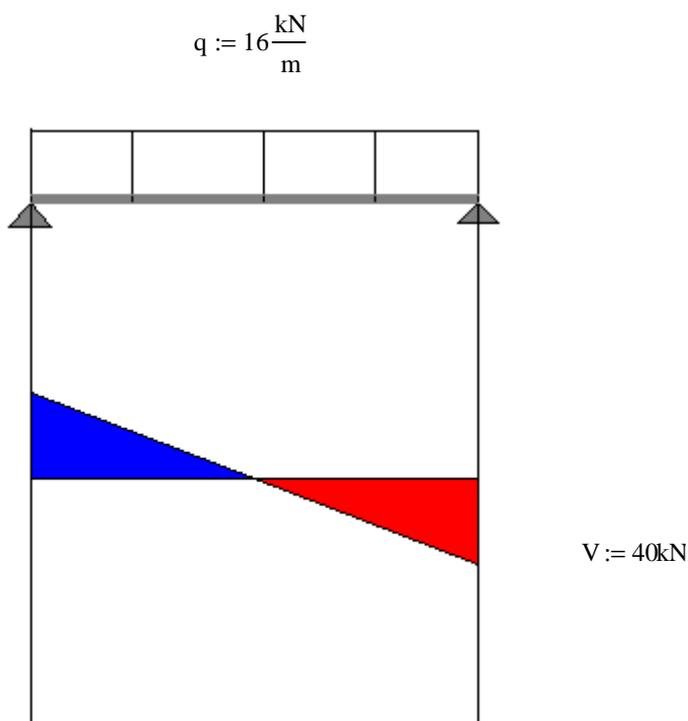


Figura 4.17 - Viga sob a ação de carga uniformemente distribuída e diagrama de esforço cortante.

Variando-se a carga uniformemente distribuída de 16 kN/m a 30 kN/m chega-se a Tabela 4.15 e com esses dados da tabela define-se o gráfico da Figura 4.18.

Tabela 4.15 - Área da armadura de cisalhamento em função da carga uniformemente distribuída

P (kN/m)	As (cm ²)
16	0,882
20	1,102
25	1,377
30	1,653

Empregando-se para a análise as dimensões para o bloco de 14 cm x 39 cm, adota-se o espaçamento de 20 cm.

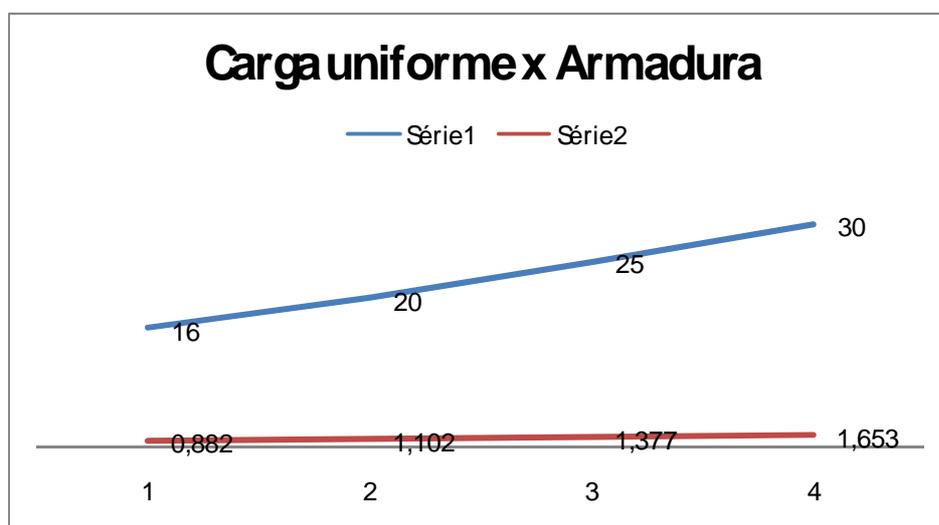


Figura 4.18 - Gráfico da área de armadura cisalhante em função do esforço cortante.

Observa-se que com o aumento da carga uniformemente distribuída ocorre um aumento linear da área de armadura de cisalhamento.

5 CONCLUSÕES

São observados importantes pontos positivos e negativos do sistema estrutural, tanto com relação à parte técnica, como à parte econômica da alvenaria estrutural, que serão usados por profissionais na análise e na tomada de decisão para a viabilização de um projeto de construção.

De uma maneira geral a principal vantagem observada desse sistema construtivo em alvenaria estrutural, está na maior racionalidade do método executivo o que possibilitou reduzir o consumo de materiais e os desperdícios usuais nas obras de concreto armado.

A ausência do controle de qualidade dos blocos, tanto na produção como no seu uso na obra, por si só constitui um indicador de provável detecção de problemas patológicos de natureza estrutural.

Foi observado que a estrutura de alvenaria deve seguir de maneira adequada as funções para as quais foi projetada e construída. Essa estrutura deve atender aos diversos critérios de desempenho impostos pelas normas nacionais e estrangeiras. Elas ressaltam a importância de que sejam atendidos requisitos de desempenho que são fundamentais quanto à segurança estrutural e quanto à durabilidade.

No tocante à transmissão de cargas foi observada uma maior uniformização na tensão necessária de compressão ao bloco no procedimento de cálculo de grupos de paredes com interação. Isso pode garantir a segurança executiva da obra com o emprego de blocos com a mesma resistência para um mesmo pavimento.

Numa primeira escala de carregamento foram observados aumentos na capacidade resistente do bloco de forma mais acentuada. Na medida em que os carregamentos subseqüentes foram realizados, a taxa de variação da resistência foi observada menor na sua forma gradual.

Na flexão simples observou-se que o aumento mais significativo da taxa de armadura ocorreu com o aumento da dimensão da altura de viga, embora tal disposição não tenha ocorrido com o aumento da sua largura.

A armadura comprimida e a armadura tracionada seguem a mesma taxa de variação com o aumento da carga solicitante sobre o painel da viga.

As armaduras de cisalhamento têm seu campo de atuação ao longo de toda extensão da viga flexionada, não apresentando distribuição concentrada próxima aos apoios.

Em última análise, com base na pesquisa realizada, devem ser seguidas as exigências no tocante à normatização oficial, as recomendações dos fabricantes de materiais e componentes. São também importantes as recomendações dos detentores das tecnologias dos processos construtivos, bem como as disposições regulamentares e legais das autoridades municipais, estaduais e federais.

Sugerem-se para trabalhos futuros estudos em painéis de alvenaria estrutural o emprego de elementos finitos na análise dos deslocamentos nodais do elemento da malha escolhida a ser aplicada no painel inteiro. Também, sugerem-se a análise de transmissão de esforços externos horizontais, desaprumo e recalques diferenciados nos mais diversos painéis e elementos de alvenaria estrutural em tijolos de concreto.

REFERÊNCIAS

OBRAS CITADAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro. 1989.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 6136 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural**. Rio de Janeiro. 1994.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 7171 – Bloco cerâmico para alvenaria**. Rio de Janeiro. 1992.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 8798 – Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro. 1985.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 1989.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 2003.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 8681 – Ações de segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro. 1984.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples**. Rio de Janeiro. 1985.

ACI – American Concrete Institute – **Norma Americana ACI 530 – Building code requirements for masonry structures**. 1992.

ACI - American Concrete Institute – **Norma Americana ACI 530 – Specifications for masonry structures**. 1992.

BS – British Standards Institution – **Norma Inglesa BS 5628 – Code of practice for use of masonry**. 1992.

DIN – Deutsch Industrie Normen – **Norma Alemã DIN 1053 – Alvenaria cálculo e execução**. 1974.

SABBATINI, Fernando H. **Alvenaria estrutural – materiais, execução da estrutura e controle tecnológico**. Apostila da Caixa Econômica Federal. Brasília, maio. 2002.

HASELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. (1981) Handbook to BS 5628: Structural Use of Masonry - Part 1: Unreinforced Masonry. London. The Brick Development Association.

RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Marcio R. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

HANAI, João B.; OLIVEIRA, Fabiana L. **Alvenaria estrutural de blocos cerâmicos: patologias e técnicas inadequadas**. Disponível em: <<http://www.pinidelivery.com.br>>. Acesso em: 2004 e jan. 2008.

BARROS, Aidil J.; LEHFELD, Neide A. **Fundamentos de metodologia científica**. 2. ed. São Paulo: Makron Books, 2000.

GIL, Antônio C. **Pesquisa social: métodos e técnicas de pesquisa social**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 1996.

MANZIONE, Leonardo. **Projeto e execução de alvenaria estrutural**. São Paulo, abril de 2004.

ARMHEIN, J.E. **Reinforced masonry engineering handbook**. 5th Ed., Los Angeles, USA, Mansory Institute of America.

HENDRY, A.W. **Structural brickwork**. London, MacMillan Press.1981.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. **An introduction to load bearing brickwork design**. Chichester, England, Ellis Horwood Ltd. 1981.

COMITÊ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1991). CEB-FIP Model Code 1990: **Final Draft. Bulletin D'Information**, n.203-204, July.

RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Marcio R. **Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais**. Florianópolis: 1994.

GLASSER. **Catálogo da linha de blocos estruturais**. São Paulo, 2003.

Pirâmides de Guizé, Egito. [http://pt.wikipedia.org/Pirâmides do Egito](http://pt.wikipedia.org/Pirâmides_do_Egito).

Farol de Alexandria. [http://pt.wikipedia.org/wiki/Farol de Alexandria](http://pt.wikipedia.org/wiki/Farol_de_Alexandria).

Coliseu, Roma. [http://pt.wikipedia.org/wiki/Coliseu de Roma](http://pt.wikipedia.org/wiki/Coliseu_de_Roma).

Coliseu, Roma. http://www.virtual.epm.br/uati/corpo/cultura4_coliseu.htm.

Catedral de Reims, Paris. http://pt.wikipedia.org/wiki/Catedral_de_Notre-Dame_de_Reims.

Edifício Monadnock, Chicago. <http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp383.asp>.

Edifício Monadnock, Chicago. Acervo Biblioteca Nacional.

Hotel Excalibur, Las Vegas. www.excalibur.com.

Hotel Excalibur, Las Vegas. http://www.expedia.com/pub/agent.dll?qscr=dspv&flag=l&itid=&itdx=&itty=&from=f&foop=0&hwrq=&htid=41308&sps=&spsi=&crti=4&nfla=1&mdpcid=21187-1.ExpediaHotellimages|+Hotel_Review|+freesearch&&zz=1208994437890&.

OBRAS CONSULTADAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro.1980.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 8215 – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - preparo e ensaio à compressão**. Rio de Janeiro 1983.

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

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 7215 – Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro. 1996.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Norma Brasileira NBR 12117 – Blocos vazados de concreto para alvenaria – Retração por secagem**. Rio de Janeiro. 1989.

GARCIA, P.D.; CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO. **Compressive strength of grouted Clay masonry wall**. Universidad Politécnica de Madrid. 2000.

ROSENHAUPT, S.Experimental study of masonry walls on beans. Journal of the Structural Division. Junho de 1962..

SMITH, B.S.; RIDDINGTON, J.R. **Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1978.

CAMACHO, J.S.; Alvenaria estrutural não armada – Parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes. Dissertação de mestrado, curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 1986.

FRANÇA, ARMANDO; Manual da construção em alvenaria estrutural de blocos de concreto. UFF. Setembro de 1982.

8 ANEXOS

Sistema de unidades:

$$\begin{array}{llll}
 \text{kN} := 1 & \text{cm} := 1 & \text{m} := 100 \text{ cm} & \text{dm} := 0.1 \cdot \text{m} \\
 \text{kgf} := \frac{\text{kN}}{100} & \text{N} := \frac{\text{kN}}{1000} & \text{MN} := 1000 \text{ kN} & \text{mm} := 0.1 \cdot \text{cm} \\
 \text{MPa} := \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} & \text{kPa} := \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & \text{GPa} := 1000 \text{ MPa} & \text{tf} := 1000 \text{ kgf}
 \end{array}$$

Tipo de aço: 0 p/ tipo A e 1 p/ tipo B tipoA := 0 tipoB := 1

A Figura 3.7 representa um conjunto de paredes em um pavimento de uma edificação em alvenaria estrutural, com oito pavimentos e paredes estruturais com 14 cm de espessura. Pa, Pb, Pc, Pd, Pe e Pf são paredes estruturais; Ga, Gb e Gc são grupos de paredes.

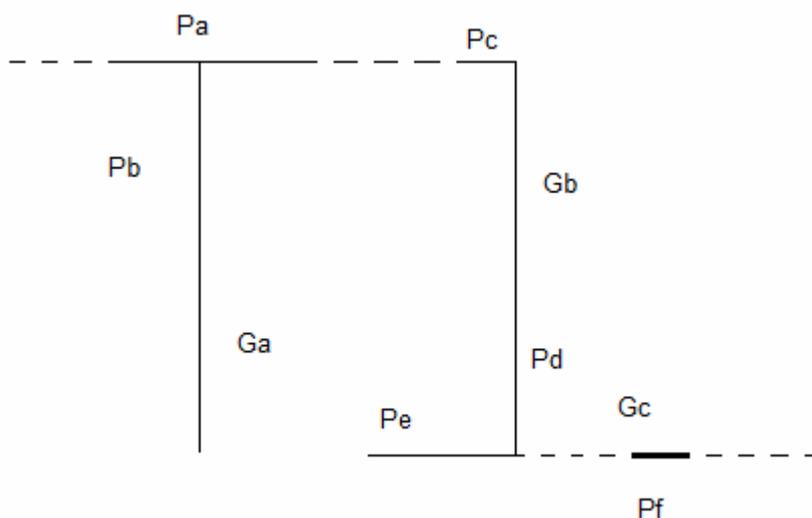


Tabela 3.3 - Comprimento das paredes e cargas atuantes na estrutura.

--	--	--	--	--	--

I - Parede; II - Comprimento das paredes (m); III - Carga transmitida pela laje (kN/m); IV - Peso próprio (kN/m); V - Total distribuído (kN/m); VI - Total (kN/m).

Cálculo da Tabela 3.3:

Os sub-escritos a, b, c, d, e, f nas fórmulas abaixo, mostram a respectiva parede em cada fórmula e valor obtido.

C – Comprimento Cl - Carga transmitida pela laje Pp - Peso próprio

Ctd - carga total distribuída Ct - Carga total

$$\text{Dados: } P_p := 5.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$C_a := 2.55\text{m} \quad C_b := 3.60\text{m} \quad C_c := 0.75\text{m} \quad C_d := 3.45\text{m} \quad C_e := 2.25\text{m} \quad C_f := 0.40\text{m}$$

$$Cl_a := 8.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Cl_b := 14.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Cl_c := 7.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Cl_d := 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Cl_e := 17.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Cl_f := 36.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo:

$$Ctd_a := Cl_a + P_p \quad Ct_a := Ctd_a \cdot C_a \quad Ct_a = 35.7\text{kN}$$

$$Ctd_b := Cl_b + P_p \quad Ct_b := Ctd_b \cdot C_b \quad Ct_b = 72.9\text{kN}$$

$$Ctd_c := Cl_c + P_p \quad Ct_c := Ctd_c \cdot C_c \quad Ct_c = 9.75\text{kN}$$

$$Ctd_d := Cl_d + P_p \quad Ct_d := Ctd_d \cdot C_d \quad Ct_d = 49.163\text{kN}$$

$$Ctd_e := Cl_e + P_p \quad Ct_e := Ctd_e \cdot C_e \quad Ct_e = 51.188\text{kN}$$

$$Ctd_f := Cl_f + P_p \quad Ct_f := Ctd_f \cdot C_f \quad Ct_f = 16.6\text{kN}$$

Método das paredes isoladas - Para encontrarmos a carga atuante em uma parede em um determinado nível, devemos somar todas as cargas atuantes nessa parede nos pavimentos que estão acima do nível considerado.

Cálculos para o primeiro pavimento:

Cd - Carga distribuída n - número de pavimentos acima n := 8

$$Cd_a := Ctd_a \cdot n \quad Cd_a = 112 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Cd_b := Ctd_b \cdot n \quad Cd_b = 162 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Cd_c := Ctd_c \cdot n \quad Cd_c = 104 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Cd_d := Ctd_d \cdot n \quad Cd_d = 114 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Cd_e := Ctd_e \cdot n \quad Cd_e = 182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

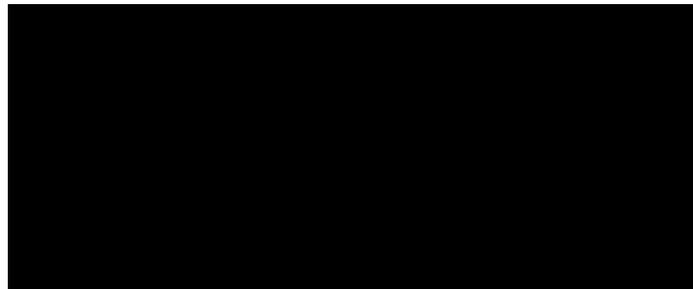
$Cd_f := Ctd_f \cdot n$	$Cd_f = 332 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
T – Tensão	es - espessura do bloco	$es := 0.14\text{m}$
$T_a := Cd_a \div es$	$T_a = 800 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$T_a = 0.8\text{MPa}$
$T_b := Cd_b \div es$	$T_b = 1.157 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$T_b = 1.157\text{MPa}$
$T_c := Cd_c \div es$	$T_c = 742.857 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$T_c = 0.743\text{MPa}$
$T_d := Cd_d \div es$	$T_d = 814.286 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$T_d = 0.814\text{MPa}$
$T_e := Cd_e \div es$	$T_e = 1.3 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$T_e = 1.3\text{MPa}$
$T_f := Cd_f \div es$	$T_f = 2.371 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$T_f = 2.371\text{MPa}$

A Tabela 3.4 trabalha com os dados Cd, n, Ctd, T e es.

Cd - Carga distribuída n - número de pavimentos acima Ctd - carga total distribuída

T – Tensão es - espessura do bloco

Tabela 3.4 - Método das paredes isoladas para o primeiro pavimento.



I - Paredes; II - Carga distribuída (kN/m); III - Tensão (kN/m²); IV - Tensão (MPa); V - Resistência do bloco (MPa).

A respeito da Tabela 3.4 observa-se que a parede Pf apresenta uma tensão 3,2 vezes maior que a parede Pc. Com isso vemos que a parede Pf é a mais solicitada e a parede Pc é a menos solicitada.

Método dos grupos isolados de paredes:

Nesse procedimento de cálculo não há interação entre os grupos de paredes:

Cálculos para o primeiro pavimento:

G - Grupo de paredes

$$G_a = P_a + P_b$$

CG - Comprimento do grupo de paredes

$$C_{G1} := C_a + C_b$$

$$C_{G1} = 6.15\text{m}$$

CtG - Carga total do grupo de paredes

$$Ct_{G1} := (Ct_a + Ct_b) \cdot n$$

$$Ct_{G1} = 868.8\text{kN}$$

CdG - Carga distribuída do grupo de paredes

$$Cd_{G1} := Ct_{G1} \div C_{G1}$$

$$Cd_{G1} = 141.268 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

TG - Tensão atuante no grupo de paredes

$$T_{G1} := Cd_{G1} \div es$$

$$T_{G1} = 1.009\text{MPa}$$

P – Paredes

$$G_b = P_c + P_d + P_e$$

$$C_{G2} := C_c + C_d + C_e$$

$$C_{G2} = 6.45\text{m}$$

$$Ct_{G2} := (Ct_c + Ct_d + Ct_e) \cdot n$$

$$Ct_{G2} = 880.8\text{kN}$$

$$Cd_{G2} := Ct_{G2} \div C_{G2}$$

$$Cd_{G2} = 136.558 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{G2} := Cd_{G2} \div es$$

$$T_{G2} = 0.975\text{MPa}$$

$$G_c = P_f$$

$$C_{G3} := C_f$$

$$C_{G3} = 0.4\text{m}$$

$$Ct_{G3} := (Ct_f) \cdot n$$

$$Ct_{G3} = 132.8\text{kN}$$

$$Cd_{G3} := Ct_{G3} \div C_{G3}$$

$$Cd_{G3} = 332 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{G3} := Cd_{G3} \div es$$

$$T_{G3} = 2.371\text{MPa}$$

A Tabela 3.05 trabalha com os dados G, CG, CtG, CdG e TGT.

G - Grupo de paredes

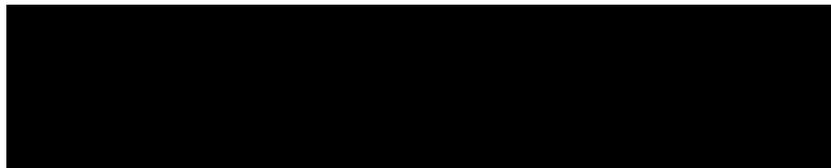
CG - Comprimento do grupo de paredes

CdG - Carga distribuída do grupo de paredes

TG - Tensão atuante no grupo de paredes

CtG - Carga total do grupo de paredes

Tabela 3.5 - Grupos de paredes sem interação.



I - Grupo de parede; II - Comprimento do grupo (m); III - Carga total no grupo (kN); IV - Carga distribuída no grupo (kN/m); V - Tensão no grupo (MPa) VI - Resistência do bloco no grupo (MPa).

A respeito da Tabela 3.5 observa-se que os grupos que possuíam cantos e bordas, ou seja forças de interação, apresentaram uma tensão próxima de 1 MPa. No caso anterior as tensões que oscilavam de 1,30 MPa a 0,74 MPa foram quase que igualadas. Somente a

parede Pf apresenta a tensão elevada que verificou-se no procedimento anterior, as forças de interação através de aberturas não são levadas em consideração.

Com relação à resistência do bloco, os blocos das paredes Pa, Pb, Pc, Pd e Pe que variavam de 4,5 MPa a 8 MPa agora equilibraram em 6 MPa. Com isso o bloco de 6 MPa pode ser usado em todo pavimento. Somente a parede Pf continua apresentando 15 MPa, mas isso se deve novamente a não se levar em consideração as forças e interação nas aberturas.

Método dos grupos de paredes com interação:

Nesse procedimento de cálculo leva em consideração a interação em cantos e bordas (procedimento anterior) e a existência de forças interativas nas aberturas.

Cálculos para o primeiro pavimento:

Algoritmo proposto por Corrêa e Ramalho (1994a e 1998b)

$$q_m = \frac{(q_1 + q_2 \dots q_n)}{n} \quad d_i = (q_i - q_m) \cdot (1 - t) \quad q_i = q_m + d_i$$

n - número de grupos na interação

qi - carga do grupo i

qm - carga média dos grupos na interação

di - diferença de carga do grupo em relação à média

t - taxa de interação

Pavimento 8: n := 3 q₁ = q_a q₂ = q_b q₃ = q_c t := 0.50

Os sub-escritos numéricos (8, 7, 6, 5, 4, 3, 2 e 1) indicam o pavimento em questão nas fórmulas abaixo e os sub-escritos vogais (a, b, c) indicam o grupo de paredes em questão.

$$q_{a8} := \frac{Ctd_a + Ctd_b}{2} \quad q_{b8} := \frac{Ctd_c + Ctd_d + Ctd_e}{3} \quad q_{c8} := \frac{Ctd_f}{1}$$

$$q_{a8} = 17.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{b8} = 16.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{c8} = 41.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{m8} := \frac{(q_{a8} + q_{b8} + q_{c8})}{n} \quad q_{m8} = 25.097 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga8} := (q_{a8} - q_{m8}) \cdot (1 - t) \quad d_{Ga8} = -3.986 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb8} := (q_{b8} - q_{m8}) \cdot (1 - t) \quad d_{Gb8} = -4.215 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc8} := (q_{c8} - q_{m8}) \cdot (1 - t)$$

$$d_{Gc8} = 8.201 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga8} := q_{m8} + d_{Ga8}$$

$$q_{Ga8} = 21.111 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb8} := q_{m8} + d_{Gb8}$$

$$q_{Gb8} = 20.882 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc8} := q_{m8} + d_{Gc8}$$

$$q_{Gc8} = 33.299 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tensão – T

$$T_{Ga8} := \frac{q_{Ga8}}{es}$$

$$T_{Ga8} = 150.794 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Ga8} = 0.151 \text{MPa}$$

$$T_{Gb8} := \frac{q_{Gb8}}{es}$$

$$T_{Gb8} = 149.157 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gb8} = 0.149 \text{MPa}$$

$$T_{Gc8} := \frac{q_{Gc8}}{es}$$

$$T_{Gc8} = 237.847 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gc8} = 0.238 \text{MPa}$$

Pavimento 7:

$$q_{a7} := 2 \cdot q_{a8}$$

$$q_{b7} := 2 \cdot q_{b8}$$

$$q_{c7} := 2 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a7} = 34.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{b7} = 33.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c7} = 83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{m7} := 2 \cdot q_{m8}$$

$$q_{m7} = 50.194 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga7} := 2 \cdot d_{Ga8}$$

$$d_{Ga7} = -7.972 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb7} := 2 \cdot d_{Gb8}$$

$$d_{Gb7} = -8.431 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc7} := 2 \cdot d_{Gc8}$$

$$d_{Gc7} = 16.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga7} := 2 \cdot q_{Ga8}$$

$$q_{Ga7} = 42.222 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb7} := 2 \cdot q_{Gb8}$$

$$q_{Gb7} = 41.764 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc7} := 2 \cdot q_{Gc8} \qquad q_{Gc7} = 66.597 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Ga7} := \frac{q_{Ga7}}{es} \qquad T_{Ga7} = 301.587 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad T_{Ga7} = 0.302 \text{MPa}$$

$$T_{Gb7} := \frac{q_{Gb7}}{es} \qquad T_{Gb7} = 298.313 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad T_{Gb7} = 0.298 \text{MPa}$$

$$T_{Gc7} := \frac{q_{Gc7}}{es} \qquad T_{Gc7} = 475.694 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad T_{Gc7} = 0.476 \text{MPa}$$

Pavimento 6:

$$q_{a6} := 3 \cdot q_{a8} \qquad q_{b6} := 3 \cdot q_{b8} \qquad q_{c6} := 3 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a6} = 51.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad q_{b6} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad q_{c6} = 124.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{m6} := 3 \cdot q_{m8} \qquad q_{m6} = 75.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga6} := 3 \cdot d_{Ga8} \qquad d_{Ga6} = -11.958 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb6} := 3 \cdot d_{Gb8} \qquad d_{Gb6} = -12.646 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc6} := 3 \cdot d_{Gc8} \qquad d_{Gc6} = 24.604 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga6} := 3 \cdot q_{Ga8} \qquad q_{Ga6} = 63.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb6} := 3 \cdot q_{Gb8} \qquad q_{Gb6} = 62.646 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc6} := 3 \cdot q_{Gc8} \qquad q_{Gc6} = 99.896 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Ga6} := \frac{q_{Ga6}}{es} \qquad T_{Ga6} = 452.381 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad T_{Ga6} = 0.452 \text{MPa}$$

$$T_{Gb6} := \frac{q_{Gb6}}{es} \qquad T_{Gb6} = 447.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad T_{Gb6} = 0.447 \text{MPa}$$

$$T_{Gc6} := \frac{q_{Gc6}}{es}$$

$$T_{Gc6} = 713.542 \frac{kN}{m^2}$$

$$T_{Gc6} = 0.714 MPa$$

Pavimento 5:

$$q_{a5} := 4 \cdot q_{a8}$$

$$q_{b5} := 4 \cdot q_{b8}$$

$$q_{c5} := 4 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a5} = 68.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_{b5} = 66.667 \frac{kN}{m}$$

$$q_{c5} = 166 \frac{kN}{m}$$

$$q_{m5} := 4 \cdot q_{m8}$$

$$q_{m5} = 100.389 \frac{kN}{m}$$

$$d_{Ga5} := 4 \cdot d_{Ga8}$$

$$d_{Ga5} = -15.944 \frac{kN}{m}$$

$$d_{Gb5} := 4 \cdot d_{Gb8}$$

$$d_{Gb5} = -16.861 \frac{kN}{m}$$

$$d_{Gc5} := 4 \cdot d_{Gc8}$$

$$d_{Gc5} = 32.806 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ga5} := 4 \cdot q_{Ga8}$$

$$q_{Ga5} = 84.444 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Gb5} := 4 \cdot q_{Gb8}$$

$$q_{Gb5} = 83.528 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Gc5} := 4 \cdot q_{Gc8}$$

$$q_{Gc5} = 133.194 \frac{kN}{m}$$

$$T_{Ga5} := \frac{q_{Ga5}}{es}$$

$$T_{Ga5} = 603.175 \frac{kN}{m^2}$$

$$T_{Ga5} = 0.603 MPa$$

$$T_{Gb5} := \frac{q_{Gb5}}{es}$$

$$T_{Gb5} = 596.627 \frac{kN}{m^2}$$

$$T_{Gb5} = 0.597 MPa$$

$$T_{Gc5} := \frac{q_{Gc5}}{es}$$

$$T_{Gc5} = 951.389 \frac{kN}{m^2}$$

$$T_{Gc5} = 0.951 MPa$$

Pavimento 4:

$$q_{a4} := 5 \cdot q_{a8}$$

$$q_{b4} := 5 \cdot q_{b8}$$

$$q_{c4} := 5 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a4} = 85.625 \frac{kN}{m}$$

$$q_{b4} = 83.333 \frac{kN}{m}$$

$$q_{c4} = 207.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_{m4} := 5 \cdot q_{m8}$$

$$q_{m4} = 125.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga4} := 5 \cdot d_{Ga8}$$

$$d_{Ga4} = -19.931 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb4} := 5 \cdot d_{Gb8}$$

$$d_{Gb4} = -21.076 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc4} := 5 \cdot d_{Gc8}$$

$$d_{Gc4} = 41.007 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga4} := 5 \cdot q_{Ga8}$$

$$q_{Ga4} = 105.556 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb4} := 5 \cdot q_{Gb8}$$

$$q_{Gb4} = 104.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc4} := 5 \cdot q_{Gc8}$$

$$q_{Gc4} = 166.493 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Ga4} := \frac{q_{Ga4}}{es}$$

$$T_{Ga4} = 753.968 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Ga4} = 0.754 \text{MPa}$$

$$T_{Gb4} := \frac{q_{Gb4}}{es}$$

$$T_{Gb4} = 745.784 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gb4} = 0.746 \text{MPa}$$

$$T_{Gc4} := \frac{q_{Gc4}}{es}$$

$$T_{Gc4} = 1.189 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gc4} = 1.189 \text{MPa}$$

Pavimento 3:

$$q_{a3} := 6 \cdot q_{a8}$$

$$q_{b3} := 6 \cdot q_{b8}$$

$$q_{c3} := 6 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a3} = 102.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{b3} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c3} = 249 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{m3} := 6 \cdot q_{m8}$$

$$q_{m3} = 150.583 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga3} := 6 \cdot d_{Ga8}$$

$$d_{Ga3} = -23.917 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb3} := 6 \cdot d_{Gb8}$$

$$d_{Gb3} = -25.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc3} := 6 \cdot d_{Gc8}$$

$$d_{Gc3} = 49.208 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga3} := 6 \cdot q_{Ga8}$$

$$q_{Ga3} = 126.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb3} := 6 \cdot q_{Gb8}$$

$$q_{Gb3} = 125.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc3} := 6 \cdot q_{Gc8}$$

$$q_{Gc3} = 199.792 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Ga3} := \frac{q_{Ga3}}{es}$$

$$T_{Ga3} = 904.762 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Ga3} = 0.905 \text{MPa}$$

$$T_{Gb3} := \frac{q_{Gb3}}{es}$$

$$T_{Gb3} = 894.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gb3} = 0.895 \text{MPa}$$

$$T_{Gc3} := \frac{q_{Gc3}}{es}$$

$$T_{Gc3} = 1.427 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gc3} = 1.427 \text{MPa}$$

Pavimento 2:

$$q_{a2} := 7 \cdot q_{a8}$$

$$q_{b2} := 7 \cdot q_{b8}$$

$$q_{c2} := 7 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a2} = 119.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{b2} = 116.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c2} = 290.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{m2} := 7 \cdot q_{m8}$$

$$q_{m2} = 175.681 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga2} := 7 \cdot d_{Ga8}$$

$$d_{Ga2} = -27.903 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb2} := 7 \cdot d_{Gb8}$$

$$d_{Gb2} = -29.507 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc2} := 7 \cdot d_{Gc8}$$

$$d_{Gc2} = 57.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga2} := 7 \cdot q_{Ga8}$$

$$q_{Ga2} = 147.778 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb2} := 7 \cdot q_{Gb8}$$

$$q_{Gb2} = 146.174 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc2} := 7 \cdot q_{Gc8}$$

$$q_{Gc2} = 233.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Ga2} := \frac{q_{Ga2}}{es}$$

$$T_{Ga2} = 1.056 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Ga2} = 1.056 \text{MPa}$$

$$T_{Gb2} := \frac{q_{Gb2}}{es}$$

$$T_{Gb2} = 1.044 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gb2} = 1.044 \text{MPa}$$

$$T_{Gc2} := \frac{q_{Gc2}}{es}$$

$$T_{Gc2} = 1.665 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gc2} = 1.665 \text{MPa}$$

Pavimento 1:

$$q_{a1} := 8 \cdot q_{a8}$$

$$q_{b1} := 8 \cdot q_{b8}$$

$$q_{c1} := 8 \cdot q_{c8}$$

$$q_{a1} = 137 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{b1} = 133.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c1} = 332 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{m1} := 8 \cdot q_{m8}$$

$$q_{m1} = 200.778 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Ga1} := 8 \cdot d_{Ga8}$$

$$d_{Ga1} = -31.889 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gb1} := 8 \cdot d_{Gb8}$$

$$d_{Gb1} = -33.722 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{Gc1} := 8 \cdot d_{Gc8}$$

$$d_{Gc1} = 65.611 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ga1} := 8 \cdot q_{Ga8}$$

$$q_{Ga1} = 168.889 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gb1} := 8 \cdot q_{Gb8}$$

$$q_{Gb1} = 167.056 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Gc1} := 8 \cdot q_{Gc8}$$

$$q_{Gc1} = 266.389 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{Ga1} := \frac{q_{Ga1}}{es}$$

$$T_{Ga1} = 1.206 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Ga1} = 1.206 \text{MPa}$$

$$T_{Gb1} := \frac{q_{Gb1}}{es}$$

$$T_{Gb1} = 1.193 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_{Gb1} = 1.193 \text{MPa}$$

$$T_{Gc1} := \frac{q_{Gc1}}{es}$$

$$T_{Gc1} = 1.903 \times 10^3 \frac{kN}{m^2}$$

$$T_{Gc1} = 1.903 MPa$$

A Tabela 3.6, gerada pelos cálculos acima, trabalha com os pavimentos e seus respectivos grupos G com seus valores de q, qm, dG, qG e T. Todos esses valores devidamente calculados com formulário desenvolvido na pesquisa numérica e bibliográfica.

Tabela 3.06 - Grupos de paredes com interação.

I - Pavimento; II - Carga média dos grupos em análise (kN/m); III - Grupo; IV - Média da cargas totais distribuídas das paredes pertencentes ao grupo em análise (kN/m) ; V - Diferença de carga do grupo em relação à média (kN/m); VI - Carga do grupo (kN/m); VII - Tensão (kN/m²); VIII - Tensão (MPa).

A respeito da Tabela 3.6, observa-se que para o primeiro pavimento houve um aumento pequeno das tensões nos grupos 1 e 2. Também observa-se uma significativa redução da tensão no grupo 3.

Sistema de unidades:

$$\begin{array}{llll} \text{kN} := 1 & \text{cm} := 1 & \text{m} := 100 \text{ cm} & \text{dm} := 0.1 \cdot \text{m} \\ \text{kgf} := \frac{\text{kN}}{100} & \text{N} := \frac{\text{kN}}{1000} & \text{MN} := 1000 \text{ kN} & \text{mm} := 0.1 \cdot \text{cm} \\ \text{MPa} := \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} & \text{kPa} := \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & \text{GPa} := 1000 \text{ MPa} & \text{tf} := 1000 \text{ kgf} \end{array}$$

Tipo de aço: 0 p/ tipo A e 1 p/ tipo B tipoA := 0 tipoB := 1

Análise de compressão em parede

De acordo com a parede de blocos de concreto, conforme a Figura 4.9, calcula-se a resistência mínima do bloco à compressão.

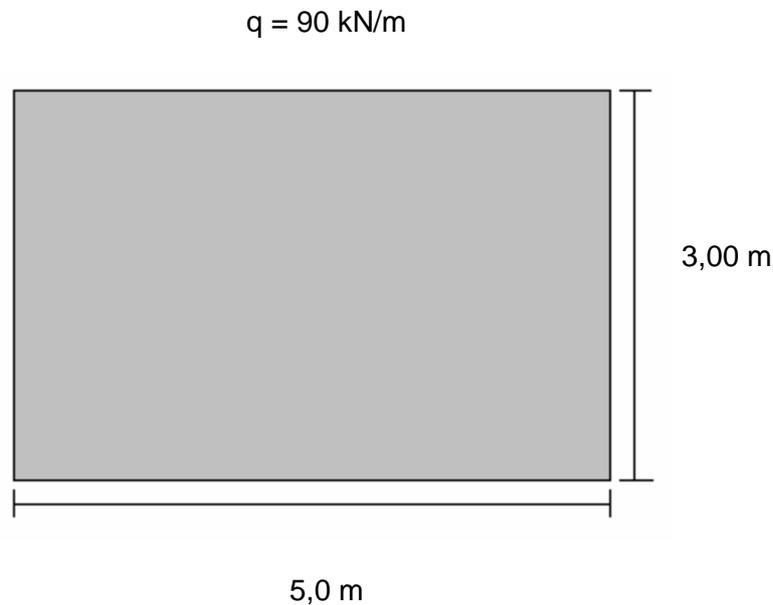


Figura 4.9 - Parede em blocos de concreto

Dados:

t = espessura da parede $t := 0.14 \text{ m}$ $h := 2.8 \text{ m}$

h = altura real da parede

h_{ef} = espessura efetiva da parede

λ = esbeltez $t_{ef} := t$ $h_{ef} := h$ $\lambda := \frac{h_{ef}}{t_{ef}}$ $\lambda = 20$

$f_{alv,c}$ = tensão de compressão que atua na alvenaria

$f_{ad.alv.c}$ = tensão admissível da alvenaria à compressão

q = carga uniformemente distribuída

c = comprimento da parede

$$c := 5\text{m} \quad q := 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad f_{\text{alv.c}} := \frac{q \cdot c}{c \cdot t} \quad f_{\text{alv.c}} = 0.064 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{\text{alv.c}} = 0.643\text{MPa}$$

R = fator de redução da resistência associado à esbeltez

f_p = resistência mínima de prisma

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad R = 0.875$$

$$f_{\text{ad.alv.c}} = 0.20 f_p \cdot R \quad 0.20 R = 0.175 \quad f_{\text{ad.alv.c}} = 0.175 f_p$$

Igualando-se a tensão admissível à tensão de compressão na alvenaria, obtem-se a resistência mínima de prisma.

$$f_{\text{alv.c}} = f_{\text{ad.alv.c}}$$

$$0.643\text{MPa} = 0.175 f_p$$

$$f_p := \frac{0.643\text{MPa}}{0.175}$$

$$f_p = 3.674\text{MPa}$$

η = eficiência, de acordo com a NBR 10837 esse valor é de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos

f_b = resistência do bloco

f_p = resistência de prisma

$$\eta := 0.7 \quad f_b := \frac{f_p}{\eta} \quad f_b = 5.249\text{MPa}$$

Adota-se o valor de 5,5 MPa por razões industriais

Variando a carga q de 50 a 100

$$q := 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad c := 5\text{m} \quad f_{\text{alv.c}} := \frac{q \cdot c}{c \cdot t} \quad f_{\text{alv.c}} = 0.036 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{\text{alv.c}} = 0.357\text{MPa}$$

R = fator de redução da resistência associado à esbeltez

f_p = resistência mínima de prisma

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad R = 0.875$$

$$f_{ad.alv.c} = 0.20 f_p \cdot R \quad 0.20 R = 0.175 \quad f_{ad.alv.c} = 0.175 f_p$$

Igualando-se a tensão admissível à tensão de compressão na alvenaria, obtém-se a resistência mínima de prisma.

$$f_{alv.c} = f_{ad.alv.c}$$

$$0.357 \text{MPa} = 0.175 f_p$$

$$f_p := \frac{0.357 \text{MPa}}{0.175}$$

$$f_p = 2.04 \text{MPa}$$

η = eficiência, de acordo com a NBR 10837 esse valor é de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos

f_b = resistência do bloco

f_p = resistência de prisma

$$\eta := 0.7 \quad f_b := \frac{f_p}{\eta} \quad f_b = 2.914 \text{MPa}$$

Adota-se o valor de 3,0 MPa por razões industriais

$$q := 60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad c := 5 \text{m} \quad f_{alv.c} := \frac{q \cdot c}{c \cdot t} \quad f_{alv.c} = 0.043 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{alv.c} = 0.429 \text{MPa}$$

R = fator de redução da resistência associado à esbeltez

f_p = resistência mínima de prisma

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad R = 0.875$$

$$f_{ad.alv.c} = 0.20 f_p \cdot R \quad 0.20 R = 0.175 \quad f_{ad.alv.c} = 0.175 f_p$$

Igualando-se a tensão admissível à tensão de compressão na alvenaria, obtém-se a resistência mínima de prisma.

$$f_{alv.c} = f_{ad.alv.c}$$

$$0.429 \text{MPa} = 0.175 f_p$$

$$f_p := \frac{0.429 \text{MPa}}{0.175}$$

$$f_p = 2.451 \text{MPa}$$

η = eficiência, de acordo com a NBR 10837 esse valor é de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos

f_b = resistência do bloco

f_p = resistência de prisma

$$\eta := 0.7 \qquad f_b := \frac{f_p}{\eta} \qquad f_b = 3.502 \text{MPa}$$

Adota-se o valor de 4,0 MPa por razões industriais

$$q := 70 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad c := 5\text{m} \qquad f_{\text{alv.c}} := \frac{q \cdot c}{c \cdot t} \qquad f_{\text{alv.c}} = 0.05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \qquad f_{\text{alv.c}} = 0.5 \text{MPa}$$

R = fator de redução da resistência associado à esbeltez

f_p = resistência mínima de prisma

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \qquad R = 0.875$$

$$f_{\text{ad.alv.c}} = 0.20 f_p \cdot R \qquad 0.20 R = 0.175 \qquad f_{\text{ad.alv.c}} = 0.175 f_p$$

Igualando-se a tensão admissível à tensão de compressão na alvenaria, obtem-se a resistência mínima de prisma.

$$f_{\text{alv.c}} = f_{\text{ad.alv.c}}$$

$$0.5 \text{MPa} = 0.175 f_p$$

$$f_p := \frac{0.5 \text{MPa}}{0.175}$$

$$f_p = 2.857 \text{MPa}$$

η = eficiência, de acordo com a NBR 10837 esse valor é de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos

f_b = resistência do bloco

f_p = resistência de prisma

$$\eta := 0.7 \qquad f_b := \frac{f_p}{\eta} \qquad f_b = 4.082 \text{MPa}$$

Adota-se o valor de 4,5 MPa por razões industriais

$$q := 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad c := 5\text{m} \qquad f_{\text{alv.c}} := \frac{q \cdot c}{c \cdot t} \qquad f_{\text{alv.c}} = 0.057 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \qquad f_{\text{alv.c}} = 0.571 \text{MPa}$$

R = fator de redução da resistência associado à esbeltez

f_p = resistência mínima de prisma

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad R = 0.875$$

$$f_{ad.alv.c} = 0.20 f_p \cdot R \quad 0.20 R = 0.175 \quad f_{ad.alv.c} = 0.175 f_p$$

Igualando-se a tensão admissível à tensão de compressão na alvenaria, obtém-se a resistência mínima de prisma.

$$f_{alv.c} = f_{ad.alv.c}$$

180

$$0.57 \text{MPa} = 0.175 f_p$$

$$f_p := \frac{0.57 \text{MPa}}{0.175}$$

$$f_p = 3.263 \text{MPa}$$

η = eficiência, de acordo com a NBR 10837 esse valor é de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos

f_b = resistência do bloco

f_p = resistência de prisma

$$\eta := 0.7 \quad f_b := \frac{f_p}{\eta} \quad f_b = 4.661 \text{MPa}$$

Adota-se o valor de 5,0 MPa por razões industriais

$$q := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad c := 5\text{m} \quad f_{alv.c} := \frac{q \cdot c}{c \cdot t} \quad f_{alv.c} = 0.071 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{alv.c} = 0.714 \text{MPa}$$

R = fator de redução da resistência associado à esbeltez

f_p = resistência mínima de prisma

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad R = 0.875$$

$$f_{ad.alv.c} = 0.20 f_p \cdot R \quad 0.20 R = 0.175 \quad f_{ad.alv.c} = 0.175 f_p$$

Igualando-se a tensão admissível à tensão de compressão na alvenaria, obtém-se a resistência mínima de prisma.

$$f_{alv.c} = f_{ad.alv.c}$$

$$0.714 \text{MPa} = 0.175 f_p$$

$$f_p := \frac{0.714 \text{MPa}}{0.175}$$

$$f_p = 4.08 \text{ MPa}$$

η = eficiência, de acordo com a NBR 10837 esse valor é de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos

f_b = resistência do bloco

f_p = resistência de prisma

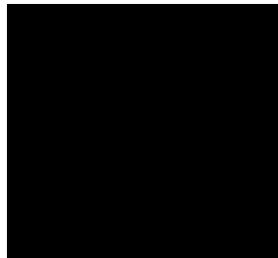
$$\eta := 0.7 \qquad f_b := \frac{f_p}{\eta} \qquad f_b = 5.829 \text{ MPa}$$

Adota-se o valor de 6,0 MPa por razões industriais

O gráfico abaixo mostra a variação da resistência do bloco em função da carga variação da carga uniformemente distribuída.

Tabela 4.12 - Resistência do bloco em função da carga uniformemente distribuída

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{MPa}$$



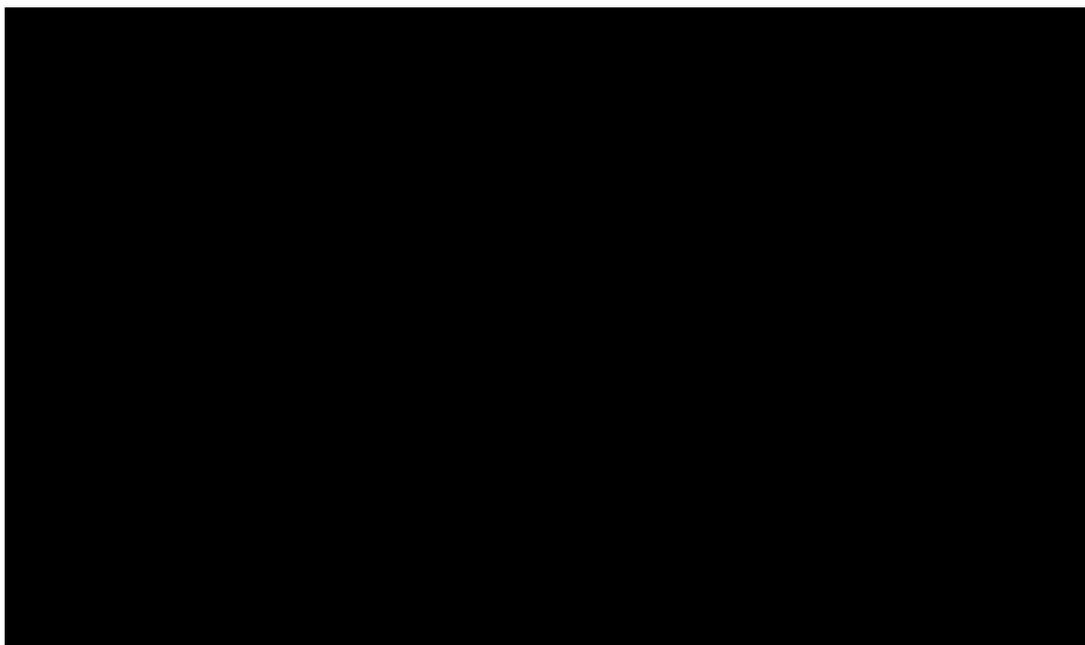


Figura 4.10 - gráfico da resistência do bloco em função da carga uniformemente distribuída aplicada

Análise de compressão em pilar

Calcula-se a carga máxima de compressão que pode ser suportada pelo pilar.

Dados: altura - 5 m

resistência de prisma cheio - 10 MPa

aço - CA 50

seção transversal - dois blocos de 19 cm x 39 cm

$$h_{ef} := 500\text{cm} \quad t_{ef} := 39\text{cm} \quad \lambda := \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad \lambda = 12.821$$

$$t := t_{ef}$$

De acordo com a NBR 10837 λ para pilares armados tem que ser menor que 30, dessa forma o λ calculado satisfaz a norma.

De acordo com a NBR 10837, o ACI 530 e a DIN 1053. $h_{ef} = h$ para elementos contraentados na base e no topo

$f_{ad.s.c}$ = tensão máxima admissível do aço à compressão

P_{ad} = máxima carga admissível

A_{sp} = área da seção transversal do pilar

ρ = taxa geométrica de armadura

A_s = área de aço

$$h := 600\text{cm} \quad t := 39\text{cm} \quad f_p := 10\text{MPa} \quad f_p = 1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$R := 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad R = 0.943 \quad \rho := 0.01$$

$$f_{ad.s.c} := 165\text{MPa} \quad \text{Conforme NBR 10837}$$

$$f_{ad.alv.c} := (0.20 f_p + 0.30 \rho \cdot f_{ad.s.c}) \cdot R \quad f_{ad.alv.c} = 0.235 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sp} := t^2$$

$$P_{ad} := f_{ad.alv.c} \cdot A_{sp} \quad P_{ad} = 357.898 \text{kN}$$

$$A_s := \rho \cdot t^2 \quad A_s = 15.21 \text{cm}^2$$

Podemos utilizar 5 ϕ 20

Sistema de unidades:

$kN := 1$	$cm := 1$	$m := 100\text{ cm}$	$dm := 0.1\text{ m}$
$kgf := \frac{kN}{100}$	$N := \frac{kN}{1000}$	$MN := 1000\text{ kN}$	$mm := 0.1\text{ cm}$
$MPa := \frac{MN}{m^2}$	$kPa := \frac{kN}{m^2}$	$GPa := 1000\text{ MPa}$	$tf := 1000\text{ kgf}$
Tipo de aço: 0 p/ tipo A	e 1 p/ tipo B	tipoA := 0	tipoB := 1

Análise de flexão em viga

x - profundidade da linha neutra z - braço entre as resultantes no aço e na alvenaria

$$K_x = \frac{x}{d} \qquad K_z = \frac{z}{d} = 1 - \frac{k_x}{3}$$

m - razão de tensões n - razão modular

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} \qquad m = \frac{f_s}{f_{alv}}$$

f_s - tensão atuante no aço f_{alv} - tensão atuante na alvenaria

E_s - módulo de deformação do aço E_{alv} - módulo de deformação da alvenaria

Aplicação da Lei de Hooke: $f_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ $f_{alv} = E_{alv} \cdot \varepsilon_{alv}$

Condição para atender a hipótese da seção permanecer plana após a deformação:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{alv}} = \frac{d-x}{x} = \frac{1-k_x}{k_x}$$

Condição de equilíbrio da flexão simples:

$$f_{alv} \cdot b \cdot \frac{x}{2} = f_s \cdot A_s$$

Taxa geométrica de armadura:

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

$$m = \frac{k_x}{2 \cdot \rho} = \frac{f_s}{f_{alv}} = \frac{E_s}{E_{alv}} = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{alv}}$$

Posição da linha neutra:
$$k_x = -\rho \cdot n + \sqrt{(\rho \cdot n)^2 + 2 \cdot \rho \cdot n}$$

Tensão na armadura:
$$f_s = \frac{M}{A_s \cdot k_z \cdot d}$$

Área do aço:
$$A_s = \frac{1}{f_s \cdot k_z} \cdot \frac{M}{d} = k_s \cdot \frac{M}{d} \quad k_s = \frac{1}{f_s \cdot k_z}$$

Tensão máxima na alvenaria:
$$f_{alv} = \frac{2}{k_x \cdot k_z} \cdot \frac{M}{b \cdot d^2}$$

$$k_{alv} = \frac{6}{f_{alv} \cdot k_x \cdot (3 - k_x)}$$

Expressando k_x e ρ em função dos parâmetros m e n :
$$k_x = \frac{n}{n + m} \quad \rho = \frac{n}{2 \cdot m \cdot (m + n)}$$

Dimensionamento Balanceado:

$f_s = f_{s,t}$ f_s - Tensão no aço $f_{s,t}$ - tensão admissível à tração

$f_{alv} = f_{alv,f}$ f_{alv} - tensão na alvenaria $f_{alv,f}$ - tensão admissível à compressão na flexão

$k_{xb} = \frac{n}{n + m_b}$ k_{xb} - posição da linha neutra

$\rho_b = \frac{n}{2 \cdot m_b \cdot (m_b + n)}$ ρ_b - taxa de armadura

$d_b = \sqrt{\frac{2}{k_{xb} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{b \cdot f_{alv,f}}}$ d_b - altura útil

$k_{zb} = 1 - \frac{k_{xb}}{3}$ Dimensionamento balanceado

Determinação das armaduras de flexão de uma viga, Figura 4.11, com 14 cm de largura, suportando uma carga uniformemente distribuída de 6kN/m e vencendo um vão de 3m.

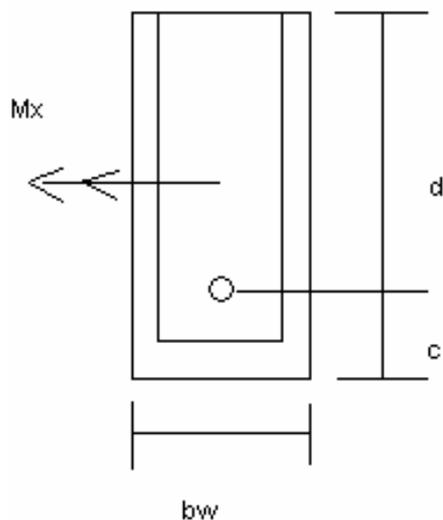


Figura 4.11 - Viga com armadura simples

Dados:

$$f_p := 9.5 \text{ MPa}$$

$$f_p = 0.95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ad.s} := 165 \text{ MPa}$$

$$f_{ad.s} = 16.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{alv} := 800 f_p$$

$$E_s := 210000$$

$$l := 3 \text{ m}$$

$$q := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}}$$

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p$$

$$M := \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$bw := 14 \text{ cm}$$

$f_{ad.alv.t}$ = máxima tensão admissível à flexão

M = momento fletor máximo

Determinando a área útil correspondendo ao dimensionamento balanceado

$$M_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad k_b := \frac{n}{n + M_b} \quad k_{zb} := 1 - \frac{k_b}{3}$$

$$d := 32\text{cm} \quad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \quad A_s = 1.776\text{cm}^2$$

Em uma simulação prática tomou-se valores para $bw = 14\text{cm}$, $d = 32\text{cm}$ e $f_{ck} = 18\text{ MPa}$. Então fez-se variações em bw e d , num espectro de dimensionamento que permita trabalhar dentro do dimensionamento balanceado.

$$d := 10\text{cm} \quad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \quad A_s = 5.682\text{cm}^2$$

$$d := 15\text{cm} \quad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \quad A_s = 3.788\text{cm}^2$$

$$d := 20\text{cm} \quad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \quad A_s = 2.841\text{cm}^2$$

$$d := 25\text{cm} \quad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \quad A_s = 2.273\text{cm}^2$$

$$d := 38\text{cm} \qquad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad} \cdot alv \cdot f}} \qquad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \qquad A_s = 1.495\text{cm}^2$$

$$d := 40\text{cm} \qquad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad} \cdot alv \cdot f}} \qquad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \qquad A_s = 1.42\text{cm}^2$$

$$d := 45\text{cm} \qquad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad} \cdot alv \cdot f}} \qquad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \qquad A_s = 1.263\text{cm}^2$$

$$d := 50\text{cm} \qquad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad} \cdot alv \cdot f}} \qquad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \qquad A_s = 1.136\text{cm}^2$$

$$d := 53\text{cm} \qquad d_b := \sqrt{\frac{2}{k_b \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M}{bw \cdot f_{ad} \cdot alv \cdot f}} \qquad d_b = 22.552\text{cm}$$

$$A_s := \frac{M}{f_{ad.s} \cdot k_{zb} \cdot d} \qquad A_s = 1.072\text{cm}^2$$

Tabela 4.13 - Área de aço em função da altura da viga

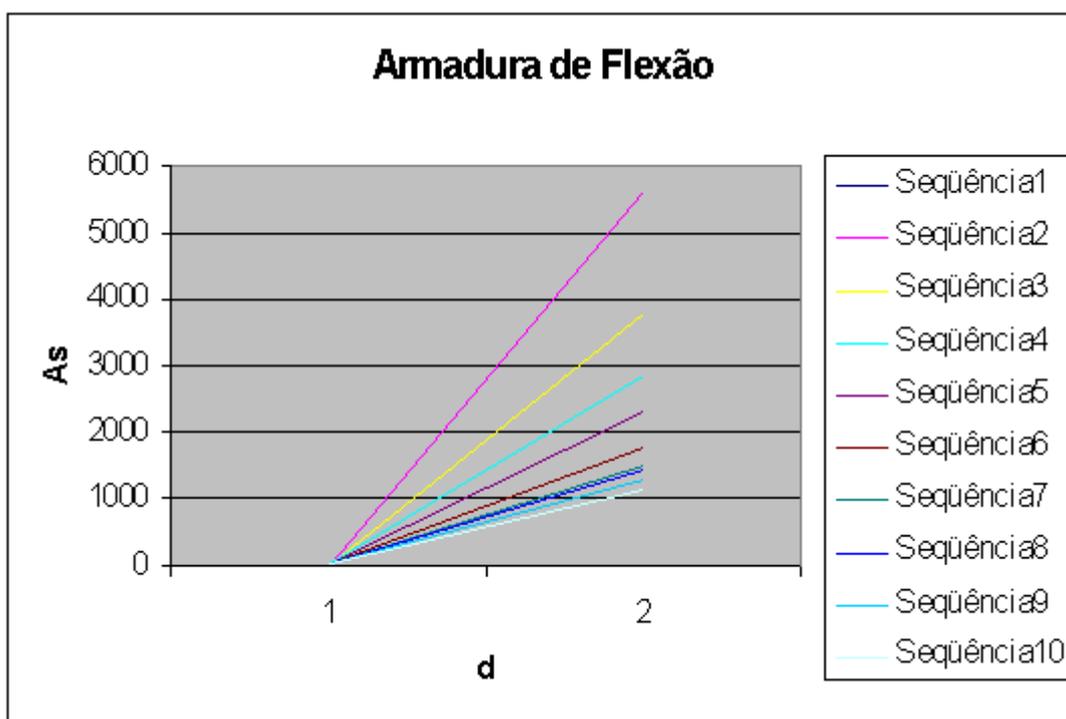
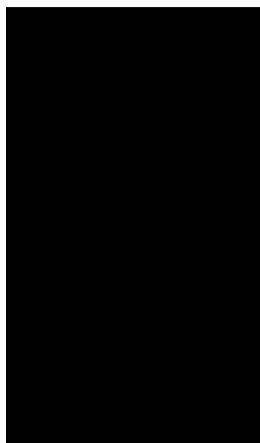


Figura 4.12 - Gráfico da armadura de flexão em função da altura da viga

Verifica-se que quanto maior o coeficiente angular das retas sequenciais, maior é a taxa de armadura e menor é a altura da viga e quanto menor o coeficiente angular, menor é a taxa de armadura e maior é altura da viga. Com relação a b_w , afirma-se que não há nenhuma influência da largura da viga no cálculo de taxa de armadura para o cálculo da flexão.

Determinar a armadura para a seção abaixo, Figura 4.13, resistir a um momento fletor de 1220 kN cm

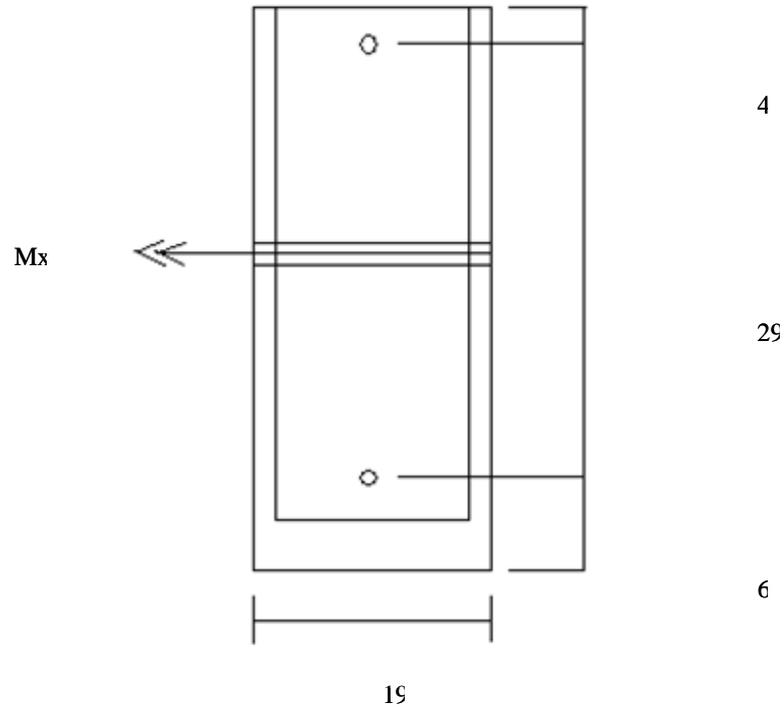


Figura 4.13 - Viga com armadura dupla

Dados:

$$d := 33\text{cm} \quad d1 := 4 \quad M := 1220\text{kN}\cdot\text{cm} \quad b := 19\text{cm} \quad f_p := 9.5\text{MPa} \quad f_{ad.s.t} := 165\text{MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800f_p \quad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{ MPa} \quad E_s := 21000\text{MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \quad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33f_p \quad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2 \cdot M}{k_{xb} \cdot b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 34.495 \text{cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $d_b > d$

Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f} \quad f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1 \quad bb := -3 \quad cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} \quad cc = 1.128$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x1} = 2.559 \quad \rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}} \quad \rho_1 = -0.076$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x2} = 0.441$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}} \quad \rho_2 = 6.295 \times 10^{-3}$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d \quad Ass = 3.947 \text{cm}^2 \quad \text{Essa é a área de armadura necessária}$$

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \qquad M_0 = 988.422 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A_{st} = armadura tracionada

A_{sc} = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.s.t} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.s.t} \cdot (d - d_1)} \qquad A_{st} = 2.535 \text{ cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d_1} \cdot \frac{d - x}{x - d_1} \cdot \frac{1}{f_{ad.s.t}} \qquad A_{sc} = 1.423 \text{ cm}^2$$

Variando o valor modular do momento de 1000 a 1500:

$M=1000$ kNcm

$$d := 33 \text{ cm} \qquad d_1 := 4 \qquad M := 1000 \text{ kN} \cdot \text{cm} \qquad b := 19 \text{ cm} \qquad f_p := 9.5 \text{ MPa} \qquad f_{ad.s.t} := 165 \text{ MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800 f_p \qquad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{ MPa} \qquad E_s := 210000 \text{ MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \qquad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p \qquad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2 \cdot M}{k_{xb} \cdot b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 31.23\text{cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $d_b > d$

Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f} \quad f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1 \quad bb := -3 \quad cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} \quad cc = 0.925$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x1} = 2.651 \quad \rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}} \quad \rho_1 = -0.077$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x2} = 0.349$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}} \quad \rho_2 = 3.383 \times 10^{-3}$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d \quad Ass = 2.121\text{cm}^2 \quad \text{Essa é a área de armadura necessária}$$

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \quad M_0 = 988.422 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A.st = armadura tracionada

A.sc = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.s.t} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.s.t} \cdot (d - d1)} \quad A_{st} = 2.075 \text{ cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d1} \cdot \frac{d - x}{x - d1} \cdot \frac{1}{f_{ad.s.t}} \quad A_{sc} = 0.071 \text{ cm}^2$$

$M = 1100 \text{ kNcm}$

$$d := 33 \text{ cm} \quad d1 := 4 \quad M := 1100 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad b := 19 \text{ cm} \quad f_p := 9.5 \text{ MPa} \quad f_{ad.s.t} := 165 \text{ MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800 f_p \quad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{ MPa} \quad E_s := 21000 \text{ MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \quad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p \quad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2 \cdot M}{k_{xb} \cdot b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 32.755 \text{ cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $d_b > d$

Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f} \quad f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1 \quad bb := -3 \quad cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} \quad cc = 1.017$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x1} = 2.61 \quad \rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}}$$

$$\rho_1 = -0.077$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x2} = 0.39$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}} \quad \rho_2 = 4.506 \times 10^{-3}$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d \quad Ass = 2.825 \text{ cm}^2 \quad \text{Essa é a área de armadura necessária}$$

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \quad M_0 = 988.422 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A_{st} = armadura tracionada

A_{sc} = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.s.t} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.s.t} \cdot (d - d_1)} \quad A_{st} = 2.284 \text{cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d_1} \cdot \frac{d - x}{x - d_1} \cdot \frac{1}{f_{ad.s.t}} \quad A_{sc} = 0.686 \text{cm}^2$$

$M = 1200 \text{ kNcm}$

$$d := 33 \text{cm} \quad d_1 := 4 \quad M := 1200 \text{kN}\cdot\text{cm} \quad b := 19 \text{cm} \quad f_p := 9.5 \text{MPa} \quad f_{ad.s.t} := 165 \text{MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800 f_p \quad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{MPa} \quad E_s := 21000 \text{MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \quad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p \quad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2 \cdot M}{k_{xb} \cdot b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 34.211 \text{ cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $d_b > d$

Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f} \quad f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1 \quad bb := -3 \quad cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} \quad cc = 1.11$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x1} = 2.568 \quad \rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}} \quad \rho_1 = -0.076$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x2} = 0.432$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}} \quad \rho_2 = 5.956 \times 10^{-3}$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d \quad Ass = 3.734 \text{ cm}^2 \quad \text{Essa é a área de armadura necessária}$$

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \quad M_0 = 988.422 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A.st = armadura tracionada

A.sc = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.s.t} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.s.t} \cdot (d - d1)} \quad A_{st} = 2.493 \text{cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d1} \cdot \frac{d - x}{x - d1} \cdot \frac{1}{f_{ad.s.t}} \quad A_{sc} = 1.3 \text{cm}^2$$

$M = 1300 \text{ kNcm}$

$$d := 33 \text{cm} \quad d1 := 4 \quad M := 1300 \text{kN}\cdot\text{cm} \quad b := 19 \text{cm} \quad f_p := 9.5 \text{MPa} \quad f_{ad.s.t} := 165 \text{MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800 f_p \quad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{ MPa} \quad E_s := 21000 \text{MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \quad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p \quad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2}{k_{xb}} \cdot \frac{M}{b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 35.608 \text{cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $d_b > d$

Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f} \quad f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1 \quad bb := -3 \quad cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} \quad cc = 1.202$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x1} = 2.523 \quad \rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}} \quad \rho_1 = -0.076$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x2} = 0.477$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}} \quad \rho_2 = 7.849 \times 10^{-3}$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d \quad Ass = 4.921 \text{cm}^2 \quad \text{Essa é a área de armadura necessária}$$

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \quad M_0 = 988.422 \text{kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A.st = armadura tracionada

A.sc = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.s.t} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.s.t} \cdot (d - d_1)} \quad A_{st} = 2.702 \text{cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d_1} \cdot \frac{d - x}{x - d_1} \cdot \frac{1}{f_{ad.s.t}} \quad A_{sc} = 1.914 \text{cm}^2$$

$$M = 1400 \text{ kNcm}$$

$$d := 33 \text{cm} \quad d_1 := 4 \quad M := 1400 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad b := 19 \text{cm} \quad f_p := 9.5 \text{MPa} \quad f_{ad.s.t} := 165 \text{MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800 f_p \quad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{ MPa} \quad E_s := 21000 \text{MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \quad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p \quad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2}{k_{xb}} \cdot \frac{M}{b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 36.952 \text{cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $d_b > d$

Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f}$$

$$f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1$$

$$bb := -3$$

$$cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}}$$

$$cc = 1.295$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa}$$

$$k_{x1} = 2.477$$

$$\rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}}$$

$$\rho_1 = -0.075$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa}$$

$$k_{x2} = 0.523$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}}$$

$$\rho_2 = 0.01$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d$$

$$Ass = 6.496 \text{ cm}^2$$

Essa é a área de armadura necessária

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb}$$

$$M_0 = 988.422 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A.st = armadura tracionada

A.sc = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.s.t} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.s.t} \cdot (d - d1)} \quad A_{st} = 2.911 \text{cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d1} \cdot \frac{d - x}{x - d1} \cdot \frac{1}{f_{ad.s.t}} \quad A_{sc} = 2.529 \text{cm}^2$$

M=1500 kNcm

$$d := 33 \text{cm} \quad d1 := 4 \quad M := 1500 \text{kN} \cdot \text{cm} \quad b := 19 \text{cm} \quad f_p := 9.5 \text{MPa} \quad f_{ad.s.t} := 165 \text{MPa}$$

Solução:

$$E_{alv} := 800 f_p \quad E_{alv} = 7.6 \times 10^3 \text{MPa} \quad E_s := 21000 \text{MPa}$$

$$n := \frac{E_s}{E_{alv}} \quad n = 27.632$$

Determinando a altura útil para o dimensionamento balanceado:

$$f_{ad.alv.f} := 0.33 f_p \quad f_{ad.alv.f} = 0.314 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$m_b := \frac{f_{ad.s}}{f_{ad.alv.f}} \quad m_b = 52.632$$

$$k_{xb} := \frac{n}{n + m_b} \quad k_{xb} = 0.344$$

$$k_{zb} := 1 - \frac{k_{xb}}{3} \quad k_{zb} = 0.885$$

$$d_b := \sqrt{\frac{2}{k_{xb}} \cdot \frac{M}{b \cdot f_{ad.alv.f}}} \quad d_b = 38.249 \text{cm}$$

A altura útil disponível é insuficiente para o dimensionamento balanceado $db > d$
 Seção superarmada:

$$f_{alv} := f_{ad.alv.f} \quad f_s \leq f_{ad.s.t}$$

$$k_x^2 - 3 \cdot k_x + \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} = 0$$

$$aa := 1 \quad bb := -3 \quad cc := \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ad.alv.f}} \quad cc = 1.387$$

$$k_{x1} := \frac{-bb + \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x1} = 2.429 \quad \rho_1 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x1}^2}{1 - k_{x1}} \quad \rho_1 = -0.075$$

Em função do valor sem significado físico de ρ_1 , descarta-se k_{x1}

$$k_{x2} := \frac{-bb - \sqrt{bb^2 - 4 \cdot aa \cdot cc}}{2 \cdot aa} \quad k_{x2} = 0.571$$

$$\rho_2 := \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{k_{x2}^2}{1 - k_{x2}} \quad \rho_2 = 0.014$$

$$Ass := \rho_2 \cdot b \cdot d \quad Ass = 8.637 \text{cm}^2 \quad \text{Essa é a área de armadura necessária}$$

Armadura dupla:

$$M_0 := f_{ad.alv.f} \cdot \frac{b \cdot d^2}{2} \cdot k_{xb} \cdot k_{zb} \quad M_0 = 988.422 \text{kN} \cdot \text{cm}$$

M_0 é o momento calculado no dimensionamento balanceado

A.st = armadura tracionada

A.sc = armadura comprimida

$$A_{st} := \frac{1}{f_{ad.st} \cdot k_{zb}} \cdot \frac{M_0}{d} + \frac{M - M_0}{f_{ad.st} \cdot (d - d1)}$$

$$A_{st} = 3.12 \text{cm}^2$$

$$x := k_{xb} \cdot d$$

$$A_{sc} := \frac{M - M_0}{d - d1} \cdot \frac{d - x}{x - d1} \cdot \frac{1}{f_{ad.st}}$$

$$A_{sc} = 3.143 \text{cm}^2$$

Tabela 4.14- Tabela da área das armaduras tracionadas e comprimidas em função do momento aplicado

M Ast Asc



Com os valores do momento, da área de aço tracionada e comprimida exprime-se os gráficos M x Ast, M x Asc e Ast x Asc.

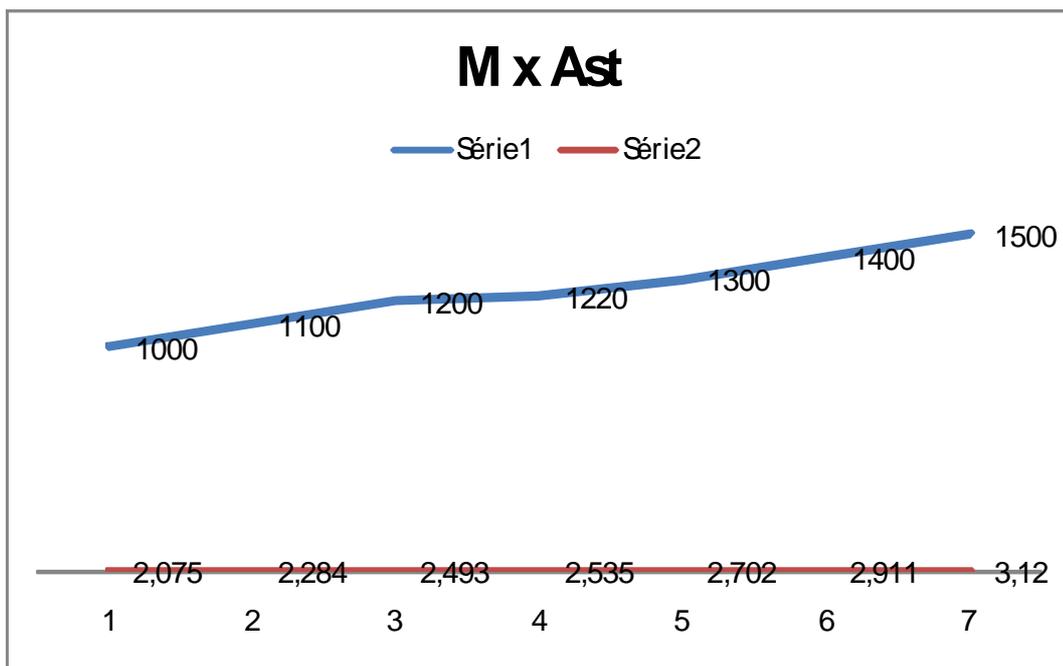


Figura 4.14 - Gráfico da área da armadura tracionada em função do momento

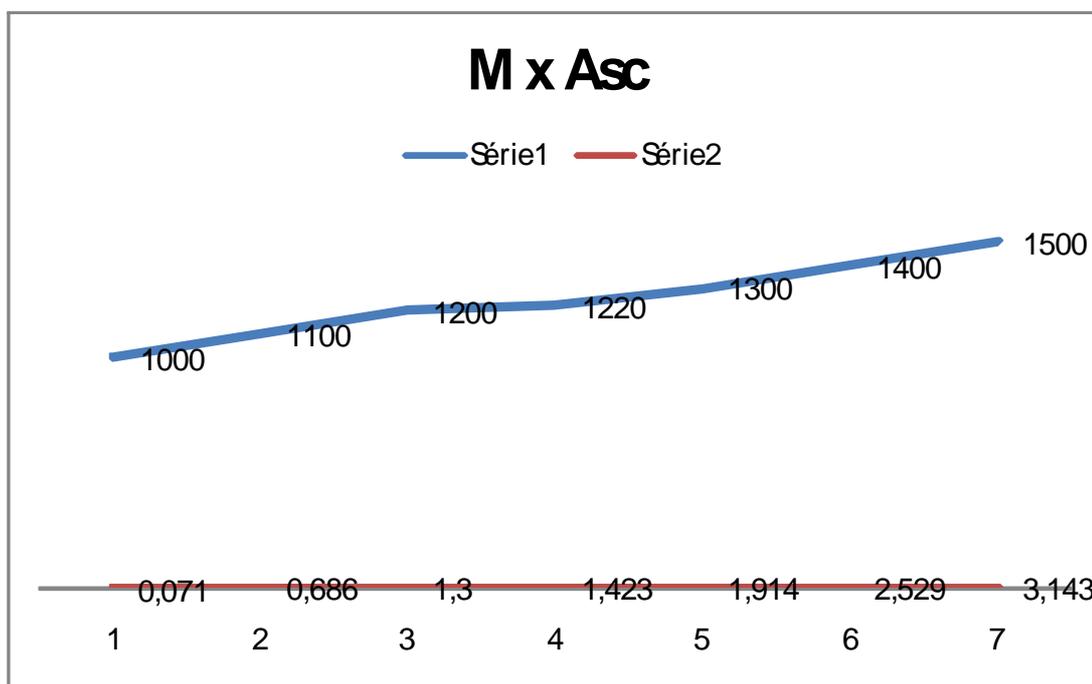


Figura 4.15 - Gráfico da área da armadura comprimida em função do momento

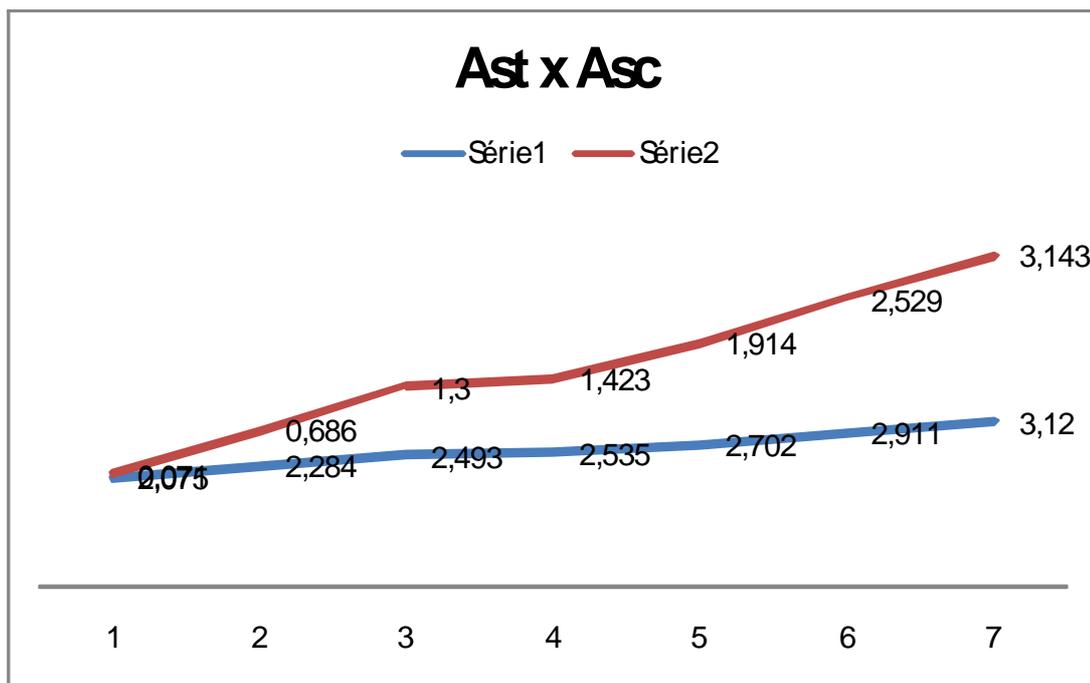


Figura 4.16 - Gráfico da área da armadura tracionada em função da armadura comprimida.

Com relação aos gráficos das Figuras 4.14 e 4.15, verifica-se que enquanto o valor de M aumenta, os valores das armaduras também aumentam.

Com relação ao gráfico da Figura 4.16, verifica-se que a armadura de compressão é menor que a de tração e seu crescimento é vinculado ao crescimento da armadura de tração.

Sistema de unidades:

$\text{kN} := 1$	$\text{cm} := 1$	$\text{m} := 100\text{cm}$	$\text{dm} := 0.1\text{m}$
$\text{kgf} := \frac{\text{kN}}{100}$	$\text{N} := \frac{\text{kN}}{1000}$	$\text{MN} := 1000\text{kN}$	$\text{mm} := 0.1\text{cm}$
$\text{MPa} := \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$	$\text{kPa} := \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\text{GPa} := 1000\text{MPa}$	$\text{tf} := 1000\text{kgf}$
Tipo de aço: 0 p/ tipo A e 1 p/ tipo B		$\text{tipoA} := 0$	$\text{tipoB} := 1$

Análise de cisalhamento em viga

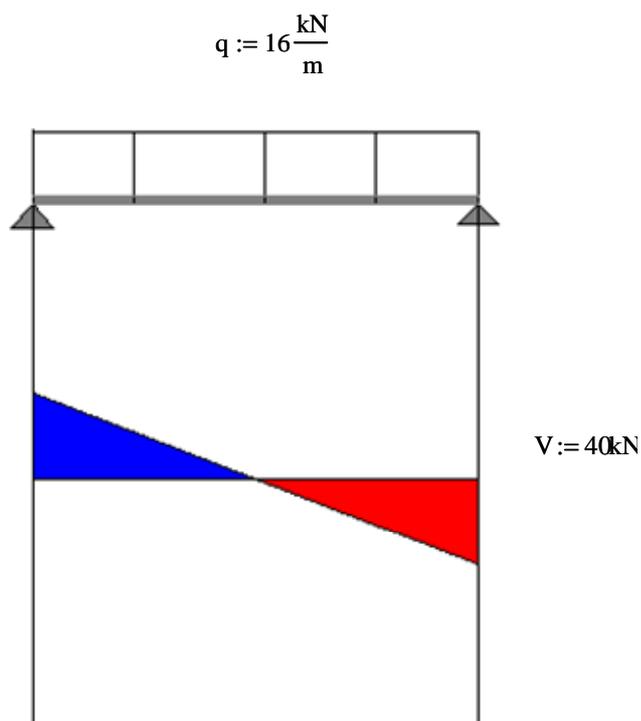


Figura 4.17 - Viga sob a ação de carga uniformemente distribuída e diagrama de esforço cortante

aço CA 50

c = comprimento

q = carga u.d.

b = largura da seção

d = altura útil da seção

V_1 = cortante máxima absorvida pela viga sem armaduras de cisalhamento

V_2 = cortante máxima admissível pela viga

$A_{sw,\alpha}$ = armadura transversal

f_p = resistência de prisma

V = cortante máximo

s = espaçamento da armadura

Solução:

$$q := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_p := 9 \text{ MPa} \quad d := 55 \text{ cm} \quad b := 14 \text{ cm} \quad f_{ad.s.t} := 16.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad l := 5 \text{ m} \quad s := 20 \text{ cm}$$

$$V := \frac{q \cdot l}{2} \quad V = 40 \text{ kN}$$

$$f_{ad.cis1} := 0.09 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis1} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$f_{ad.cis2} := 0.25 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis2} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$V_1 := f_{ad.cis1} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_1 = 20.79 \text{ kN}$$

$$V_2 := f_{ad.cis2} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_2 = 57.75 \text{ kN}$$

$$A_{sw,\alpha} := \frac{V \cdot s}{f_{ad.s.t} \cdot d} \quad A_{sw,\alpha} = 0.882 \text{ cm}^2$$

$$q := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_p := 9 \text{ MPa} \quad d := 55 \text{ cm} \quad b := 14 \text{ cm} \quad f_{ad.s.t} := 16.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad l := 5 \text{ m} \quad s := 20 \text{ cm}$$

$$V := \frac{q \cdot l}{2} \quad V = 50 \text{ kN}$$

$$f_{ad.cis1} := 0.09 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis1} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$f_{ad.cis2} := 0.25 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis2} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$V_1 := f_{ad.cis1} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_1 = 20.79 \text{ kN}$$

$$V_2 := f_{ad.cis2} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_2 = 57.75 \text{ kN}$$

$$A_{sw.\alpha} := \frac{V \cdot s}{f_{ad.s.t} \cdot d} \quad A_{sw.\alpha} = 1.102 \text{ cm}^2$$

$$q := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_p := 9 \text{ MPa} \quad d := 55 \text{ cm} \quad b := 14 \text{ cm} \quad f_{ad.s.t} := 16.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad l := 5 \text{ m} \quad s := 20 \text{ cm}$$

$$V := \frac{q \cdot l}{2} \quad V = 62.5 \text{ kN}$$

$$f_{ad.cis1} := 0.09 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis1} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$f_{ad.cis2} := 0.25 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis2} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$V_1 := f_{ad.cis1} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_1 = 20.79 \text{ kN}$$

$$V_2 := f_{ad.cis2} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_2 = 57.75 \text{ kN}$$

$$A_{sw.\alpha} := \frac{V \cdot s}{f_{ad.s.t} \cdot d} \quad A_{sw.\alpha} = 1.377 \text{ cm}^2$$

$$q := 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_p := 9 \text{ MPa} \quad d := 55 \text{ cm} \quad b := 14 \text{ cm} \quad f_{ad.s.t} := 16.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad l := 5 \text{ m} \quad s := 20 \text{ cm}$$

$$V := \frac{q \cdot l}{2} \quad V = 75 \text{ kN}$$

$$f_{ad.cis1} := 0.09 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis1} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$f_{ad.cis2} := 0.25 \sqrt{f_p} \quad f_{ad.cis2} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$V_1 := f_{ad.cis1} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d \quad V_1 = 20.79 \text{ kN}$$

$$V_2 := f_{ad.cis2} \cdot \frac{1}{10} \cdot b \cdot d$$

$$V_2 = 57.75 \text{ kN}$$

$$A_{sw.\alpha} := \frac{V \cdot s}{f_{ad.s.t} \cdot d}$$

$$A_{sw.\alpha} = 1.653 \text{ cm}^2$$

Tabela 4.15 - Área da armadura de cisalhamento em função da carga uniformemente distribuída

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{cm}^2$$

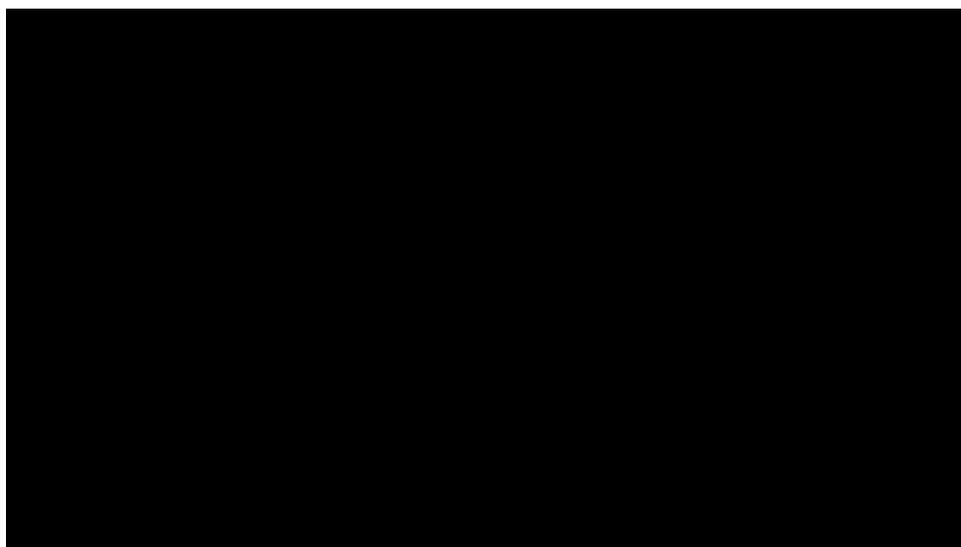
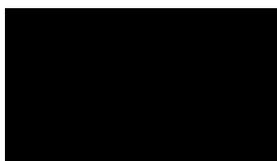


Figura 4.18 - Gráfico da área de armadura cisalhante em função do esforço cortante

Supondo que o bloco tenha 14 cm x 39 cm, adota-se o espaçamento de 20 cm.