

RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO  
DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

AUTOR: VALDIR OLIVEIRA JUNIOR  
ORIENTADOR: LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

RECOMENDAÇÕES PARA PROJETOS  
DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

VALDIR OLIVEIRA JUNIOR

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de  
São Carlos, da Universidade de São Paulo, como  
parte dos requisitos para obtenção do título de  
"Mestre em Engenharia - Área: Engenharia de Estruturas"

Comissão Examinadora:  
Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro (Orientador)  
Prof. Assoc. José Henrique Albiero  
Prof. Dr. José Samuel Giongo

6 DE FEVEREIRO DE 1992

À Ana Maria, Neto e Gustavo.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a DEUS, por ter me dado sabedoria, oportunidade e força sem, as quais eu não poderia realizar este trabalho.

Ao Prof. Libânio Miranda Pinheiro, por ter concordado em que junto pudéssemos desenvolver este estudo e pela paciência demonstrada neste período.

Ao Eng. José Roberto Leme de Andrade, que gentilmente abriu todo o seu acervo técnico, sem o qual não poderíamos ter iniciado nossa pesquisa.

À Condor Engenharia e Comércio Ltda., que me cedeu as horas do trabalho cotidiano; à Tânia Elisa de Santis e ao Demas Bastos, pela presteza, eficiência e à dedicação nos serviços de datilografia e desenho respectivamente, bem como aos serviços complementares da datilógrafa Telma Godoy Silvestre.

De maneira geral, meus sinceros agradecimentos a todos os que comigo colaboraram: professores, colegas e funcionários do Departamento de Estruturas da EESC, colegas de trabalho da Condor Engenharia; quero também pedir perdão às pessoas que, por descuido e esquecimento aqui, não foram citadas.

Finalmente, agradeço à minha família, em especial à Ana Maria, Neto e Gustavo, a quem subtraí muitas horas de convivência e lazer.

## RESUMO

Apresenta-se um estudo sobre edifícios em alvenaria estrutural, executados com blocos vazados de concreto, em seus aspectos: tecnológicos, recomendações de normas, dimensionamento, detalhes construtivos e controle de qualidade.

Pretende-se, com este trabalho, dar condições de um engenheiro, com alguma experiência em estruturas, projetar e construir um pequeno edifício em alvenaria estrutural.

Para exemplificar o procedimento proposto, foi elaborado, com todos os detalhes, o projeto de um edifício - de quatro pavimentos, com dois apartamentos por andar, para fins habitacionais de interesse social.

Para dimensionamento do edifício-exemplo, foram utilizadas as prescrições das normas brasileiras e, quando essas eram insuficientes, das normas americanas.

Sugestões, sobre a continuação desta pesquisa e sobre temas afins, também estão inseridas neste trabalho.

## ÍNDICE

	PÁGINA
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONCEITUAÇÃO	1
1.2 HISTÓRICO	2
1.3 ASPECTOS TÉCNICO-ECONÔMICOS	5
1.4 FILOSOFIA DO TRABALHO	7
2. MATERIAIS	9
2.1 BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO	10
2.2 GRAUTE	16
2.2.1 Materiais do graute	17
2.2.2 Dosagem	19
2.2.3 Mistura	21
2.2.4 Volume do graute	22
2.2.5 Influência na resistência do prisma	23
2.3 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	25
2.3.1 Propriedades no estado <b>fresco</b>	28
2.3.2 Propriedades no estado endurecido	29
2.3.3 Tipos de argamassa	31
2.3.4 Materiais das argamassas	31
2.3.5 Classes de argamassa	33
2.3.6 Mistura de argamassa	38
2.4 AÇOS PARA ARMADURA	40
2.5 ÁGUA	40
3. CONCEPÇÃO GERAL	43
3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS	45

## ABSTRACT

A study is presented about structural masonry buildings, made of concrete empty brick. The following aspects are considered: technology, standard recommendations, project, constructive details and quality control.

The intention, with this work, is to offer conditions for an engineer, with some experience in structures, to design and construct a small building of structural masonry.

To exemplify the proposed procedure a project with all details was prepared for a four-story building, two apartments on each floor, for an habitation nucleus of social interest.

For the project of the building, brasilian standards were followed and, when those were insufficient, american standards were used.

Suggestions for the continuation of this research and related subjects are also part of this work.

3.2	ESTABILIDADE	47
3.2.1	Estabilidade vertical	47
3.2.2	Estabilidade lateral (horizontal)	48
3.3	DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS PORTANTES	51
3.3.1	Esforços verticais nos elementos portantes	51
3.3.2	Esforços horizontais	52
3.4	ESFORÇOS SOLICITANTES NOS ELEMENTOS	53
3.4.1	Esforços solicitantes provenientes de ações verticais	54
3.4.2	Esforços solicitantes provenientes das ações horizontais	54
3.5	AÇÕES DE PROJETO	59
3.5.1	Ações atuantes verticais	59
3.5.2	Ações atuantes horizontais	59
3.5.3	Ação de desaprumo	60
3.6	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	61
3.7	CAMINHAMENTO DAS CARGAS	63
3.7.1	Estruturas laminares	63
3.7.2	Estruturas lineares	64
3.8.	ESTRUTURAS DE PLANTAS ASSIMÉTRICAS	68
4.	PAREDES DE ALVENARIA	69
4.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	70
4.1.1	Área efetiva	70
4.1.2	Altura efetiva das paredes	70
4.1.3	Espessura efetiva das paredes	71
4.1.4	Paredes duplas	73
4.2	PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	74
4.3	ARMAÇÃO DAS ALVENARIAS	76
4.3.1	Armadura mínima	76



4.3.2	Espaçamento das barras	77
4.3.3	Armaduras obrigatórias	78
4.4	MESA COLABORANTE	79
4.5	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA	81
4.5.1	Fórmulas empíricas	81
4.5.2	Através das normas	82
4.5.3	Ensaio do prisma	83
5.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	87
5.1	PAREDES	87
5.1.1	Paredes não armadas	88
5.1.2	Paredes armadas	90
5.1.3	Paredes não portantes	91
5.1.4	Exemplos de cálculo	91
5.2	VIGAS E VERGAS	95
5.2.1	Flexão simples de seção retangular	96
5.2.2	Metodologia do dimensionamento	99
5.2.3	Cisalhamento	107
5.2.4	Disposições construtivas	110
5.3	PILARES	111
5.3.1	Pilares não armados	112
5.3.2	Pilares armados	113
5.4	FLEXÃO COMPOSTA	115
5.5	TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA	122
5.6	ADERÊNCIA E ANCORAGEM	125
5.7	ANÁLISE DOS ESFORÇOS	128
5.8	ROTEIRO DE CÁLCULO	131
6.	APLICAÇÃO DA TEORIA	133
6.1	PROCEDIMENTOS PRELIMINARES	133

6.2	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	137
6.2.1	Dimensionamento das vigas do último pavimento	143
6.2.2	Dimensionamento das vigas do térreo, 1º e 2º pavimentos	147
6.3	DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES	155
6.3.1	Ações verticais nas paredes	155
6.3.2	Ações horizontais nas paredes	163
6.3.3	Ações de desaprumo e efeitos de 2ª ordem	173
6.3.4	Cálculo da resistência do prisma	176
6.4	ANCORAGEM	180
6.5	DETALHAMENTO	183
7.	ASPECTOS CONSTRUTIVOS	197
7.1	FUNDAÇÕES	198
7.2	ENCONTRO DE PAREDES	202
7.3	UNIÃO DAS PAREDES COM AS LAJES	204
7.4	ABERTURAS	208
7.4.1	Vergas	208
7.4.2	Cintas	210
7.5	JUNTAS DE RETRAÇÃO OU JUNTAS DE CONTROLE	214
7.6	INTERSEÇÕES DE CINTAS	217
7.7	ACABAMENTO DE JUNTAS	217
7.8	PADRÕES DE ASSENTAMENTO	218
7.9	OUTROS DETALHES	219
7.9.1	Armação das pilastras	219
7.9.2	Passagem de tubulações elétricas	223
7.9.3	Ligação laje/parede	224
8.	CONTROLE DE QUALIDADE	225

8.1	CONTROLE DE QUALIDADE DOS BLOCOS	226
8.1.1	Controle de Produção	226
8.1.2	Controle de Aceitação	228
8.2	CONTROLE DE QUALIDADE DE ARGAMASSAS	231
8.2.1	Controle de produção	231
8.2.2	Controle de aceitação	233
8.3	CONTROLE DE QUALIDADE DO GRAUTE	236
8.3.1	Controle de produção	236
8.3.2	Controle de aceitação	236
8.4	CONTROLE DE QUALIDADE DAS PAREDES	237
8.4.1	Controle de produção	237
8.4.2	Controle de aceitação	238
8.4.3	Ensaio do prisma	241
8.5	CONTROLE DE QUALIDADE DOS AÇOS	243
9.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	245
10.	TABELAS	249
11.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	259
12.	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	265

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 CONCEITUAÇÃO

A alvenaria estrutural deve ser entendida como um sistema em que a estrutura trabalha dentro da alvenaria (as paredes atuam simultaneamente como elemento estrutural e de vedação).

A alvenaria pode ser armada ou não armada. Executa-se a alvenaria estrutural armada com blocos vazados de concreto ou blocos vazados cerâmicos. A armadura, constituída de barras de aço, é introduzida em certas cavidades e totalmente envolta em concreto (graute). A armadura destina-se a absorver as tensões de tração e ajudar a absorver as tensões de compressão.

A alvenaria estrutural não armada é executada com blocos sílico-calcários, blocos cerâmicos e blocos de concreto, maciços ou perfurados. As tensões de tração devem ser minorados, ou totalmente evitadas no projeto, através de procedimento adequado.

Tem-se preferido o uso de alvenarias estruturais executadas com blocos de concreto, pelas razões apresentadas a seguir.

a) Pionerismo da alvenaria executada com blocos de concreto. Introduzida no Brasil, em 1967, antecedeu - em 10 anos a alvenaria executada com outros tipos de tijolos adotada apenas em 1977; isto resultou em um número maior de técnicos e empresas especializadas em blocos de concreto.

b) Maior quantidade de indústrias produtoras de blocos de concreto adequados para a alvenaria armada, do que de blocos para alvenaria não armada. Isto, por diversas razões, que favorecem à indústria de blocos de concreto: menor investimento inicial; equipamento produzido no mercado nacional por diversas indústrias; maior demanda; interesse comercial dos fabricantes de cimento e das usinas de concreto pré-misturado; maior disponibilidade de tecnologia produtiva.

c) Influência da tecnologia americana, em lugar da européia. Emprega-se nos Estados Unidos, preponderantemente, a alvenaria armada, enquanto que na Europa o uso quase absoluto é da alvenaria não armada.

d) Preconceito. Os primeiros edifícios de alvenaria não armada foram incorretamente analisados e apresentaram problemas patológicos. Mesmo após o equacionamento correto, não foram bem aceitos pelo mercado<sup>[1]</sup>.

Vale salientar que as alvenarias não armadas são de mais simples execução e, aparentemente, mais econômicas.

Devido à grande variedade de tipos de tijolos (concreto, cerâmico, sílico-calcário, etc.), que podem ser empregados na construção de edifícios em alvenaria estrutural, um estudo englobando todos estes casos seria muito extenso e não vai ser aqui apresentado; dedicar-se-á apenas a BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO.

## 1.2 HISTÓRICO

A alvenaria foi o principal método construtivo, até o início do século XX, e atualmente, o tijolo é o

mais antigo dos materiais de construção manufaturados, ainda em uso.

Explorada intensamente pela inteligência humana, como estrutura de suporte de edifícios de grande altura, tem sido utilizada desde a antiguidade. Como exemplos pode-se citar:

a) a Pirâmide de Queops, onde foram utilizados aproximadamente 2.300.000 blocos de pedra, com peso variando de 2 a 60 toneladas<sup>[1]</sup>;

b) o Farol de Alexandria, construído há cerca de 2.270 anos e que detém o recorde de altura ainda não ultrapassado, por outras obras de alvenaria (altura estimada de 183 m)<sup>[1]</sup>.

Na idade média, a alvenaria se fez presente nos castelos e catedrais, cujas paredes tinham de 2 a 2,50 m de espessura.

Contudo, todas as estruturas de alvenaria erigidas até o início deste século foram dimensionadas empiricamente. Alguns sábios, como Aristóteles, Leonardo da Vinci e Euler, criaram teorias para explicar aspectos isolados de capacidade de resistência da alvenaria, o que não impedia que a concepção estrutural continuasse sendo intuitiva e o dimensionamento empírico<sup>[1]</sup>.

Entre os anos 1889 e 1891, foi construído, em Chicago, um edifício de 16 andares e 65 m de altura. Com paredes de 1,83 m de espessura na base, sua construção foi considerada na época como limite dimensional máximo para estruturas de alvenaria, calculadas pelos métodos empíricos até então empregados<sup>[1]</sup>.

Côm o advento do concreto armado e aço estru-

tural, no início deste século, e a possibilidade de se construir estruturas esbeltas e de grande altura, a alvenaria estrutural ficou relegada a construções de pequeno porte. Neste período, a alvenaria como estrutura não foi tratada como um sistema construtivo técnico, no mesmo nível que a construção em aço e em concreto; e conseqüentemente, rarearam as pesquisas e o desenvolvimento estagnou.

Com a proibição, nos Estados Unidos, de se usar alvenaria simples, após o terremoto de Long Beach, Califórnia, em 1933, desenvolveu-se naquele país o emprego da alvenaria armada <sup>[1]</sup>.

Outra revolução na concepção estrutural aconteceu na Basiléia, Suíça no início da década de 50, com a execução de um edifício de 13 andares (41,40 m de altura), em alvenaria não armada, cujas paredes resistentes internas têm 15 cm de espessura e as externas 37,5 cm <sup>[1]</sup>.

Numerosos exemplos isolados começam a surgir, durante a década de 50, na Inglaterra, Alemanha e Suíça, surgindo edifícios de até 18 andares, com paredes de apenas 15 cm de espessura. Tais obras entusiasmaram os engenheiros americanos, que passaram a investir maciçamente em pesquisas sobre alvenaria estrutural <sup>[2]</sup>.

Nos Estados Unidos e na Europa, os altos edifícios em alvenaria estrutural variam de 12 a 22 pavimentos. É estimado em 30 andares o limite teórico para alvenaria estrutural não armada e, 40 pavimentos para a alvenaria estrutural armada <sup>[1]</sup>.

Se o edifício de Chicago fosse hoje dimensionado, as paredes resistentes do térreo teriam 30 cm de espessura empregando-se os mesmos materiais <sup>[1]</sup>.

No Brasil, os primeiros edifícios em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto foram construídos em São Paulo (edifícios de 4 pavimentos), em 1966. É também dessa época o início da produção comercial de blocos pela REAGO Indústria e Comércio Ltda., para execução de alojamentos, casas e outras dependências no canteiro de obras das usinas de Jupuí e Ilha Solteira no Rio Paraná. Em 1972 foram construídos em São Paulo 4 edifícios de 12 pavimentos, em alvenaria estrutural armada, com blocos vazados de concreto.

Em 1976, a PRENSIL S/A - produtos de alta resistência adquire tecnologia alemã para fabricação de blocos sílico-calcários (blocos obtidos pela compactação da cal virgem com areia fina, passando por autoclave). Isto possibilitou a execução de um edifício de 9 pavimentos, em São Paulo, no ano de 1977, todo em alvenaria estrutural não armada, com paredes resistentes de 24 cm de espessura.

Os blocos cerâmicos, só a partir de 1980 é que começaram ser produzidos em escala industrial, pela Cerâmica IGAÇABA S/A.

Em resumo, a alvenaria estrutural no Brasil - ainda não atingiu a sua maturidade.

### 1.3 ASPECTOS TÉCNICO-ECONÔMICOS

A existência de apenas um elemento para assumir a dupla função de vedação e estrutura, leva a facilidades construtivas, que se traduzem em vantagens econômicas:

a) economia de formas e de armação; as alvena



rias dispensam formas e as lajes podem ser pré-moldadas;

b) redução no número de especialidades da mão-de-obra ocupada;

c) eliminação de interferências, no cronograma executivo, o que resulta em rapidez de execução;

d) técnica de execução simplificada;

e) blocos de boa qualidade e um controle rigoroso na execução, podem até dispensar, em certos casos, o revestimento.

As desvantagens mais evidentes da alvenaria estrutural são:

a) o desempenho da alvenaria é influenciado por fatores inerentes à maneira como ela é executada, o que exige controle de qualidade eficiente, mão-de-obra bem treinada, constante e rigorosa fiscalização;

b) a concepção estrutural pode inibir a destinação do edifício e condicionar o projeto arquitetônico.

Atingir integralmente o objetivo, que é o aproveitamento máximo das vantagens em se construir com alvenaria estrutural, só é possível quando, a nível de projeto, os estudos são feitos cuidadosamente, a saber:

a) harmonizar os projetos de arquitetura, estrutura e instalações;

b) modular as paredes, vertical e horizontalmente;

c) reduzir ao mínimo possível o número de tipos de blocos utilizados;

d) detalhar criteriosamente o projeto;

e) aproveitar integralmente as possibilidades das alvenarias; caixas d'água, muros de arrimo, poços de elevadores, etc. do mesmo material; execução de pilares de alvenaria em pavimentos onde não pode ter paredes; eliminar os acabamentos (revestimento), sempre que possível.

A alvenaria estrutural é hoje uma nova opção para racionalização das construções, opção que, como foi visto rapidamente, destaca-se dos demais métodos construtivos à disposição do construtor.

#### 1.4 FILOSOFIA DO TRABALHO

Tem-se como principal objetivo o projeto de um edifício com 4 pavimentos em alvenaria estrutural, de blocos vazados de concreto, desde os dados iniciais para o cálculo, com as ações a que estão sujeitas as paredes, até o detalhamento para execução; com as plantas e especificações. Isto é encontrado no capítulo 6, no qual também se apresenta um critério para distribuição e caminhamento das ações nas paredes.

Apresenta-se no capítulo 2, como objetivo complementar, algumas características tecnológicas dos materiais de que são constituídas as paredes, construídas com blocos vazados de concreto. É a opinião do autor que não basta apenas determinar-se os esforços resultantes em um elemento estrutural; deve-se também saber o quanto desse esforço o material que constitui o elemento é capaz de resistir.

Também como objetivos complementares, apresenta-se no capítulo 3 os fundamentos básicos da concepção geral das alvenarias estruturais; no capítulo 4, estuda-se as paredes de alvenaria; com suas definições, características - geométricas e estruturais; armações de graute e determinação de resistência. O capítulo 5, contém os critérios de dimensionamento, estipulados pelas normas brasileiras e americanas.

No capítulo 7, encontra-se alguns detalhes - construtivos, que devem ser observados quando se constroem com blocos vazados de concreto, para que se possa ter o máximo de sucesso com o método utilizado e, no capítulo 8, mostra-se - como devem ser controladas tecnologicamente as diversas faces da construção de uma parede, executada com blocos vazados de concreto.

As sugestões para continuação deste trabalho e também para novas pesquisas, são apresentadas nas conclusões.

Para que não haja incompatibilidade entre este trabalho e a norma brasileira, as notações aqui utilizadas são as do Projeto 2:003.04-013 da ABNT (Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto); embora algumas destas notações não estejam condizentes com as utilizadas pela engenharia de estruturas.

## 2. MATERIAIS

Os materiais que compõem as alvenarias estruturais (figura 2.1), são: os blocos vazados de concreto, a argamassa de assentamento, a armadura e o graute (do inglês "grout"), que é um concreto com agregados de pequena dimensão máxima característica. As dimensões máximas dos agregados encontram-se geralmente entre 9,5 mm e 12,5 mm e a consistência do graute é extremamente plástica, com abatimento do tronco de cone de 20 cm no mínimo<sup>[2]</sup> ( $\pm$  3 cm).

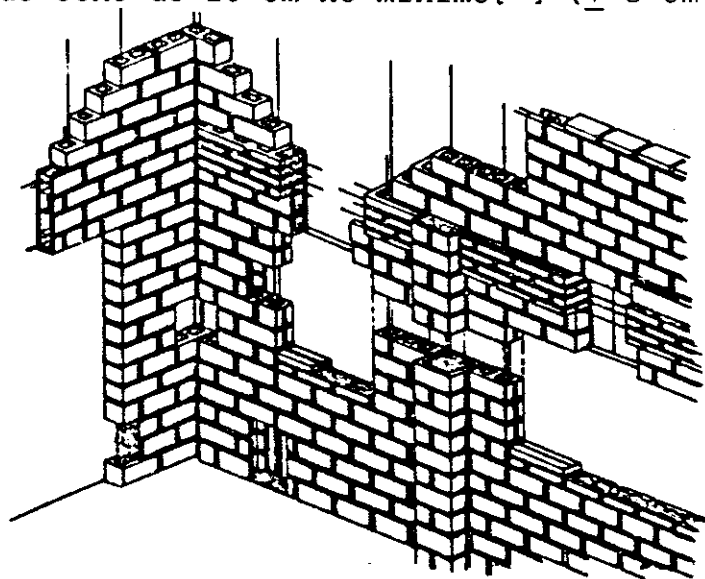


FIG. 2.1. ESQUEMA DE UMA PAREDE DE ALVENARIA ESTRUTURAL [2]

Os blocos maciços também podem ser usados para execução de alvenaria armada estrutural; neste caso deverão ser usados dois painéis contíguos, espaçados de 2,5 cm a 10 cm. Este vazio será preenchido com graute, onde será inserida a armadura.

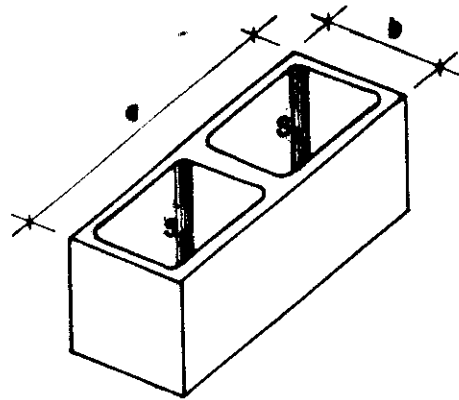
Para se evitar defeitos, como por exemplo, o que ocorre quando se utiliza argamassa de assentamento com módulo de deformação longitudinal muito elevado (excesso de cimento na massa produz em geral, uma mistura com grande rigidez, e conseqüentemente o surgimento de fissuras nos painéis), os materiais devem trabalhar conjuntamente a fim de resistir aos esforços atuantes na estrutura.

Portanto, os materiais devem seguir rigorosamente as especificações técnicas pertinentes; estas especificações são normalmente guiadas pelo UBC (Uniform Building Code), e por normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) muitas ainda em caráter probatório['].

## 2.1 BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO

Blocos vazados de concreto, ou simplesmente blocos de concreto, são elementos prismáticos, com dois ou três furos dispostos ao longo de sua maior dimensão, cuja área vazada deve ser igual ou superior a 25% da área do plano normal aos furos da peça (figura 2.2). Se esta condição não for satisfeita, o bloco será considerado maciço['] (figura 2.3).

O bloco é uma mistura de cimento, mais agregado ( $\phi_{\max}$  menor que 1/4 da espessura do bloco) e água; com traços variando entre 1:6 e 1:12, dependendo do tipo de bloco desejado e a que finalidade ele se destina. Por exemplo para blocos simples, destinados à execução de alvenarias

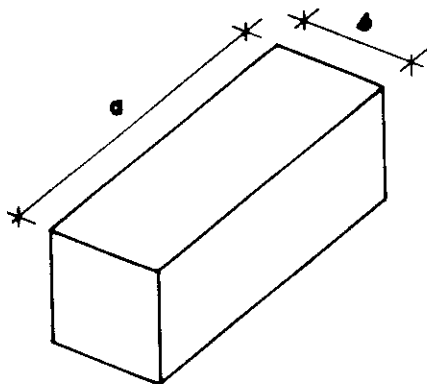


$$S = a \times b$$

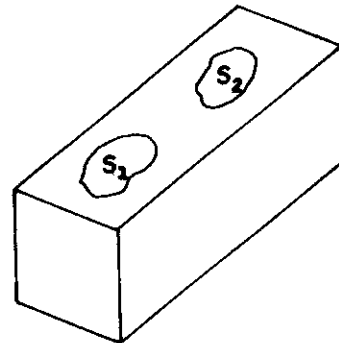
$$S_1 + S_2 \geq 0,25 \times S$$

**FIG. 2.2. BLOCO VAZADO DE CONCRETO**

comuns e não aparentes, o traço pode ser 1:12 (1 kg de cimento para 12 kg de pedrisco ou areia ou argila expandida ou outro agregado). Eventualmente pode-se acrescentar um aditivo à mistura.



$$S = a \times b$$



$$S_1 + S_2 < 25\% \text{ DE } S$$

**FIG.2.3. BLOCOS MACIÇOS**

Os blocos, que podem ser utilizados nas alvenarias estruturais, são especificados na NBR 6136<sup>[4]</sup> (blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural), da ABNT, como blocos estruturais. São definidos blocos com duas larguras padronizadas, denominados M-15 e M-20, que são apresentados na tabela 2.1. Para resistência à compressão temos duas classes para resistência característica ( $f_{bk}$ ): maior que

6 MPa (classe A) e entre 4,5 e 6 MPa (classe B).

**TAB. 2.1. DIMENSÕES DOS BLOCOS DE ACORDO COM NBR 6136**

LARGURA NOMINAL	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES (mm)		
		LARGURA	ALTURA	COMPRIMENTO
20	M-20	190	190	390
		190	190	190
		190	90	390
		190	90	190
15	M-15	140	190	390
		140	190	190
		140	90	190
		140	90	390

A NBR 6136[\*] também limita a espessura mínima de qualquer parede dos blocos, que deve ser a da tabela - 2.2 .

**TAB. 2.2. ESPESSURA MÍNIMA DAS PAREDES DOS BLOCOS (mm)**

DESIGNAÇÃO	PAREDES LONGITUDINAIS (A)	PAREDES TRANSVERSAIS	
		PAREDE (A)	ESP. EQUIVALENTE (B)
M - 15	25	25	188
M - 20	32	25	188

(A) → média das medidas de três blocos tomados no ponto mais estreito (em mm).

(B) → soma das espessuras de todas as paredes transversais do bloco (em mm), dividida pelo comprimento dos blocos (em metros).

Existem estudos para modificação da norma, entre elas a alteração das duas classificações: blocos para uso geral (classe A) e blocos a serem utilizados exclusivamente com revestimentos ou em paredes internas, sempre acima do nível do solo (classe B) [1].

Está prevista também a criação de 8 classes para a resistência à compressão (em MPa): 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14 e 16. Para dimensões, sugere-se a supressão dos blocos com altura de 90 mm, tanto para os M-15 como para os M-20 [1].

Outro aspecto de muita importância, frequentemente negligenciado, é o controle da umidade dos blocos; a fissuração devido a retração hidráulica, é função do elevado teor de umidade do bloco e acarreta sérios defeitos na construção.

As fissuras devidas à retração, ocorrem porque, nas primeiras idades, a resistência à tração da argamassa de constituição dos blocos é baixa, não conseguindo vencer as tensões oriundas da retração.

Devido à proliferação de fábrica de blocos, poucas delas têm os conhecimentos e os cuidados necessários para a fabricação do produto; a consequência é que a fissuração tem-se manifestado em grande porcentagem de obras executadas com blocos de concreto.

Portanto, para aceitação de um lote de blocos de concreto, deve-se verificar não só a resistência, mas também a umidade.

A norma C90 da ASTM (American Society for Testing and Materials) [1] especifica, de acordo com as condições ambientais e de retração do bloco, os valores de umidade indicados na tabela 2.3.



**TAB. 2.3. VALORES DE UMIDADES DE ACORDO COM ASTM**

RETRAÇÃO LINEAR %	UMIDADE MÁXIMA ADMISSÍVEL , PORCENTAGEM DA ABSORÇÃO TOTAL, COM CLIMA.		
	ÚMIDO (a)	INTERMEDIÁRIO (b)	SECO (c)
MENOR QUE 0,03	45	40	35
DE 0,03 A 0,045	40	35	30
DE 0,045 A 0,065	35	30	25

Na tabela 2.3:

- (a) Umidade relativa média anual acima de 70%
- (b) Umidade relativa média anual entre 50% e 70%
- (c) Umidade relativa média anual inferior a 50%

A ABNT prescreve, também, que para um bloco ser utilizado, seja qual for, o mesmo deve obedecer:

- Umidade  $\leq$  40% da absorção d'água total do bloco.
- Absorção  $\leq$  10%.

Além dos blocos propriamente ditos, existem outras peças básicas para a construção com alvenaria estrutural, como os meios-blocos, os bloco-canaletas, as meias-canaletas, etc... (figura 2.4a). Existem também peças especiais (e não de fabricação em série), com o objetivo de amarração das paredes (bloco L, bloco T e bloco de 14 x 19 x 34) e de arremate para as lajes apoiadas em paredes externas (blocos-J), como mostra a figura 2.4b.

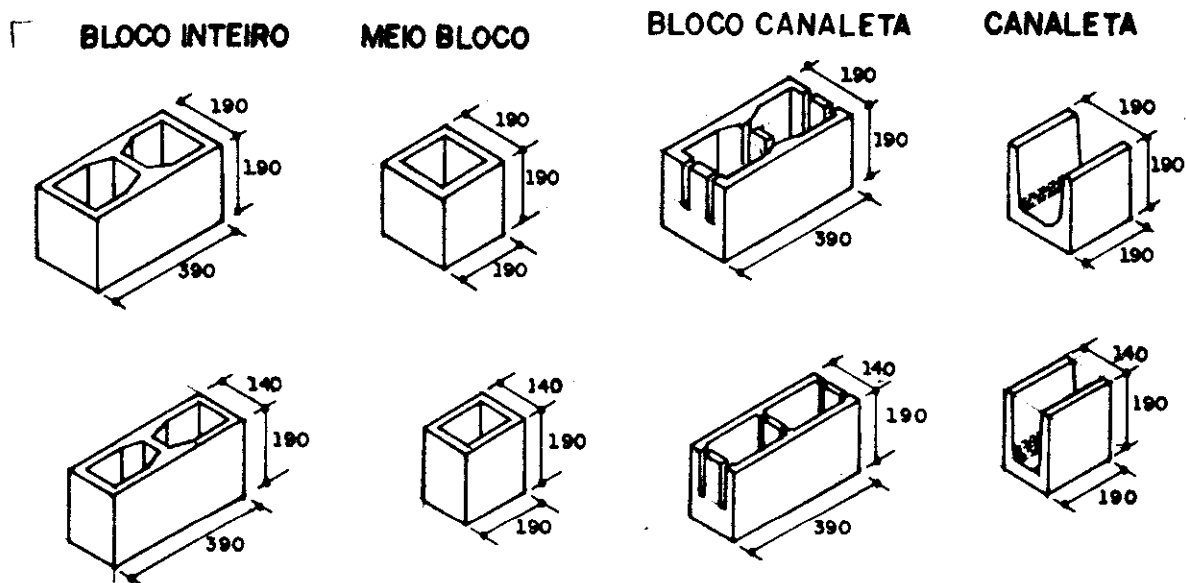


FIG. 2.4. a TIPOS DE PEÇAS BÁSICAS PARA ALVENARIA ESTRUTURAL

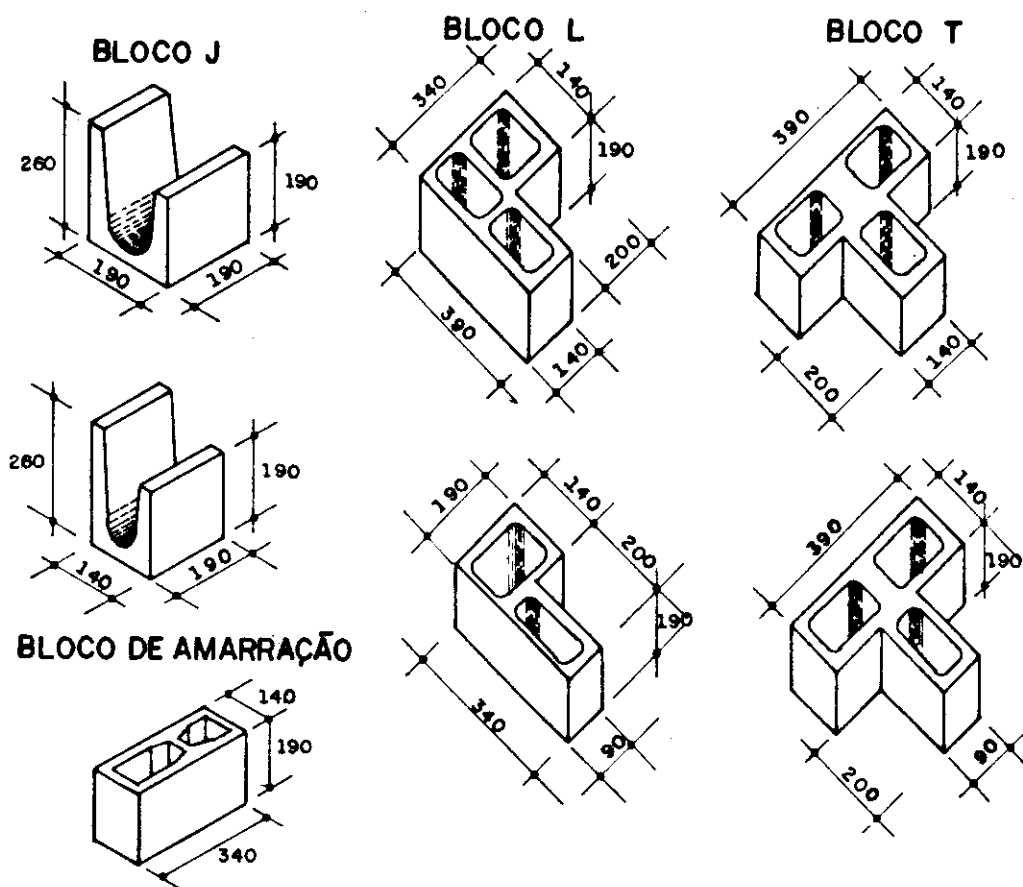


FIG. 2.4. b. TIPOS DE PEÇAS ESPECIAIS PARA ALVENARIA ESTRUTURAL

## 2.2 GRAUTE

Como já foi definido anteriormente, o graute é um concreto com agregados de pequena dimensão máxima característica, de plasticidade adequada para preencher os vazios dos blocos. Outra definição para o graute é a que o caracteriza como sendo uma argamassa com descontinuidade em sua faixa granulométrica.

Seja qual for a sua definição, o importante é saber que suas finalidades, na alvenaria, são: fazer com que haja uma solidarização entre os blocos e a armadura inserida em seus vazios, para que ambos trabalhem de modo monolítico, e diminuir a espessura das paredes (aumentando a área resistente).

A resistência mínima à compressão do graute, aos 28 dias, não deve ser inferior à 14 MPa ou  $f_{gk28}$ . O menor abatimento é de 20 cm (é utilizado, para ensaio de consistência do graute, o mesmo tronco de cone utilizado para o concreto) e, quando os blocos possuem alta absorção de água, pode ter até 25 cm. (A resistência do graute aparentemente pode ser um pouco alta, mas pode ser justificada pelas condições em que são aplicados; perda de água por absorção dos blocos e deficiência na cura e no adensamento).

Em última análise, o graute é o resultado da mistura de cimento, cal, areia, pedra britada e água. Usa-se alto fator água/ cimento devido à absorção de água pelos blocos.

O ACI 531 (American Concrete Institute)<sup>[2]</sup>, especifica dois tipos de grauteamento, conforme seja a sua altura de lançamento:

a) para pequenas alturas, feito para preencher vazios de até 1,50 m de altura; os vazios (furos do bloco) devem ter a menor dimensão superior a 5 cm;

b) para maiores alturas; feito para preencher vazios com mais de 1,50 m de altura; neste caso, os vazios que serão preenchidos devem ter a menor dimensão, superior de 7,5 cm.

### 2.2.1 MATERIAIS DO GRAUTE

O cimento pode ser de qualquer tipo e classe, desde que esteja de acordo com as especificações da ABNT (NBR-5732, 5733, 5735, 5736, 5737)<sup>[6]</sup>, assim como a cal hidratada (NBR-7175)<sup>[6]</sup>.

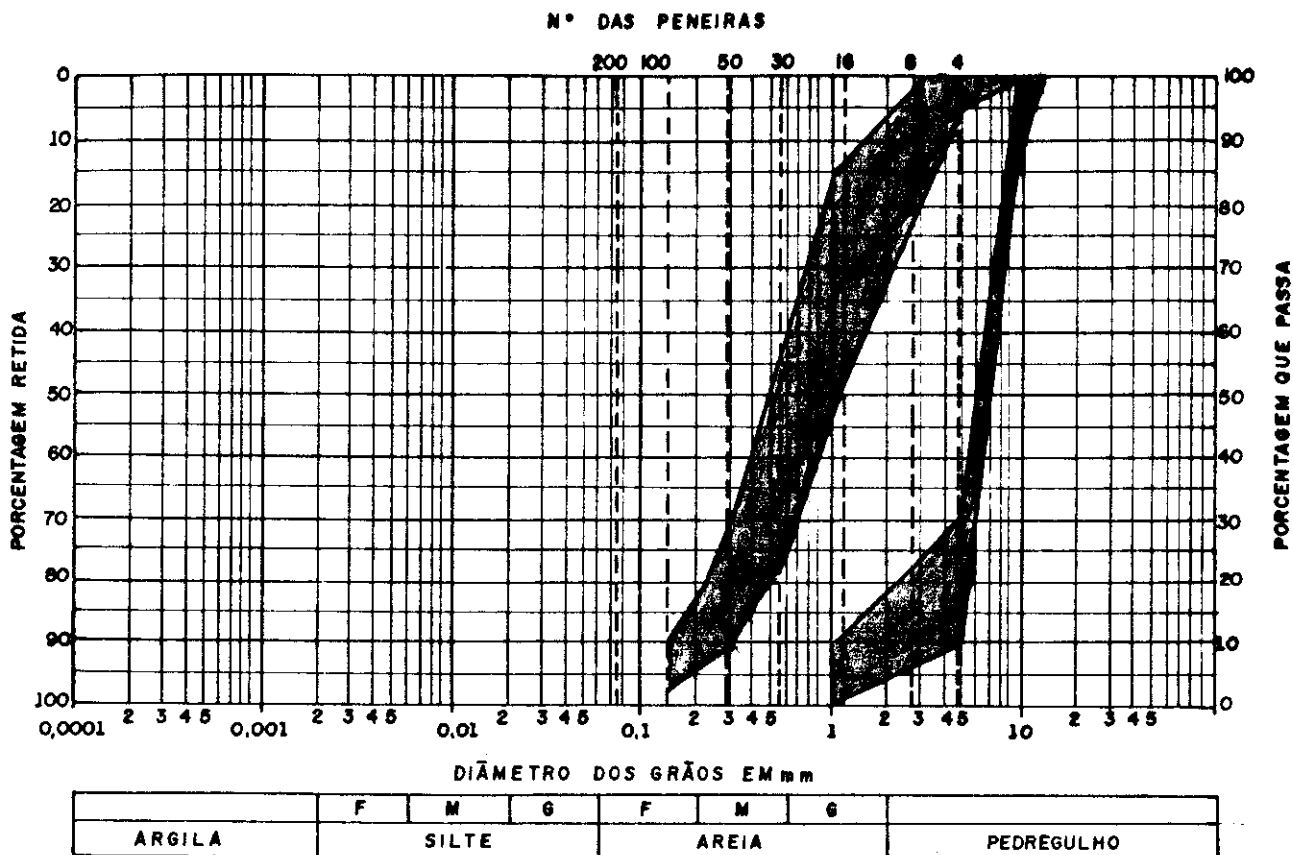
Quanto aos agregados, devem estar dentro dos padrões de qualidade da NBR 7211<sup>[7]</sup>, além disso, a norma ASTM C 404 indica uma faixa granulométrica em que deve estar contido<sup>[8]</sup> (tabela 2.4). Deve-se também observar que a dimensão característica máxima do agregado deve ser inferior a 1/3 da menor dimensão dos furos a preencher.

O gráfico da figura 2.5, apresenta as curvas granulométricas de um graute composto, por exemplo, por agregado miúdo do tamanho 1 e agregado graúdo do tamanho 8. Observe a descontinuidade da faixa granulométrica, o que caracteriza a argamassa composta por esses agregados como MICRO-CONCRETO.

Podem ser utilizados aditivos para adequar a trabalhabilidade do graute, desde que se faça ensaios

**TAB. 2.4. FAIXA GRANULOMÉTRICA EM QUE DEVEM ESTAR OS MATERIAIS DO GRAUTE**

PENEIRA ABNT ( m m )	MATERIAL QUE PASSA EM MASSA (PORCENTAGEM)				
	AGREGADO MIÚDO			AGREGADO GRAÚDO	
	TAMANHO 1	TAMANHO 2		TAMANHO 8	TAMANHO 9
NATURAL		ARTIFICIAL			
12,50	—	—	—	100	100
9,50	100	—	—	85-100	90-100
4,80	95-100	100	100	10-30	20-25
2,40	85-100	95-100	95-100	0-10	5-30
1,20	50-85	70-100	70-100	0-10	5-30
0,60	25-60	40-75	40-75	—	0-50
0,30	10-30	10-35	20-40	—	—
0,15	2-10	2-15	10-25	—	—
0,075	—	—	0-10	—	—



**FIG. 2.5. GRÁFICO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS,  
DA COMPOSIÇÃO DE UM GRAUTE**

preliminares para comprovar a sua ação. Para se evitar a corrosão das barras de aço de armadura, não devem ser utilizados aditivos à base de cloretos.

### 2.2.2 DOSAGEM

Para se obter plasticidade adequada, coesão suficiente e não haver segregação dos componentes durante o transporte e lançamento, o graute deve ser dosado convenientemente.

Com bases em recomendações do PCA (Portland Cement Association) ou da ASTM C 476<sup>[5]</sup>, pode-se fa -

zer uma estimativa para a dosagem (tabela 2.5).

**TAB. 2.5. VALORES BÁSICOS PARA DOSAGEM DO GRAUTE**

TIPO	PARTES EM VOLUME			
	CIMENTO PORTLAND	CAL HIDRATADA	AGREGADOS, MEDIDOS EM ESTADO SOLTO	
			FINO	GROSSO
FINO	1	ATÉ 0,1 VEZ O VOLUME DE CIMENTO	2,2 A 3 VEZ A SOMA DOS VOLUMES DO CIMENTO E CAL	—
GROSSO	1	ATÉ 0,1 VEZ O VOLUME DE CIMENTO	2,2 A 3 VEZ A SOMA DOS VOLUMES DE CIMENTO E CAL	1 A 2 VEZ A SOMA DOS VOLUMES DE CIMENTO E CAL

Na tabela 2.5:

A ASTM C 476 considera os seguintes valores para massas unitárias no estado solto:

- Cimento 1,5 kg/l
- Cal 0,64 kg/l
- Areia úmida 1,30 kg/l
- Pedrisco 1,35 kg/l

A NBR 8798<sup>[\*]</sup> classifica o graute fino, como o que possui agregado com dimensão máxima inferior ou igual a 4,8 mm, e como graute grosso o que possui agregado - com dimensão máxima superior a 4,80 mm e inferior a 19,00 mm.

Nos projetos, a resistência característica do graute ( $f_{gk}$ ) deve ser adotado de modo a ser satisfeita a seguinte relação:

$$f_{gk} \geq 2,00 f_{bk} \quad (2.2.1)$$

Os valores, apresentados na tabela 2.5, devem ser apenas indicadores iniciais, pois os materiais utilizados para sua elaboração são distintos dos encontrados no Brasil.

A água de amassamento, que deve ser adicionada, deve ser a necessária para se obter a plasticidade desejada. Deve-se lembrar, no entanto, que o fator água / cimento é inversamente proporcional à resistência e, para que não se perca a resistência desejada, deve-se limitar o fator a 0,75 kg/l (para o cimento da classe 32), e a de cal em relação ao cimento não deve ser superior a 0,10;

### 2.2.3 MISTURA

Para se ter um maior controle na qualidade do graute, é preferível que a mistura dos materiais seja efetuada em centrais de concreto. No entanto, quando se trata de obras de pequeno porte, pode-se utilizar graute preparado com auxílio de misturador portátil ou mesmo manualmente. Recomenda-se, neste caso, teores mais elevados de aglomerantes (cimento e cal). O transporte do graute é feito por meios comuns, como bombeamento, grua ou carrinhos, sempre tomando o devido cuidado para que seja evitada a segregação. Não devem ser utilizadas misturas com mais de 1 hora e 30 minutos de vida.

É recomendado vibrar o graute por camadas, quando do lançamento, tomando-se o cuidado para não abalar as paredes já erguidas (blocos que se desloquem durante o as



sentamento devem ser recolocados).

A altura máxima permitida, para lança -  
mento do graute, é 3,00 m, com adensamento e 1,60 m sem aden -  
samento, com obrigatoriedade da existência de furos de visi -  
tas (mínimo de 7,5 cm de largura x 10 cm de altura), ao pé de  
cada trecho a grautear. O grauteamento deve ser executado, no  
mínimo, 24 horas após o assentamento dos blocos.

#### 2.2.4 VOLUME DO GRAUTE

As tabelas a seguir visam facilitar os or -  
çamentistas no cálculo do volume do concreto, que é utiliza -  
do para grautear as paredes de alvenaria de blocos vazados  
de concreto (tabela 2.6 e tabela 2.7).

**TAB. 2.6. PREENCHIMENTO VERTICAL DOS  
VAZIOS: BLOCOS**

BLOCO	SECÇÕES DO VAZIO		VOLUME (m <sup>3</sup> ) POR m	VOLUME (m <sup>3</sup> ) POR 2,60 m (PÉ-DIREITO)
	DIMENSÕES (mm)	VAZIOS (m <sup>2</sup> )		
19 x 19 x 39	122,50 x 152,50	0,0187	0,0187	0,0486
14 x 19 x 39	87,20 x 153,50	0,0134	0,0134	0,0348
12 x 19 x 39	65 x 153	0,0099	0,0099	0,0260
9 x 19 x 39	45 x 159,50	0,0072	0,0072	0,0190

TAB. 2.7. PREENCHIMENTO HORIZONTAL DOS  
VAZIOS : CANALETAS

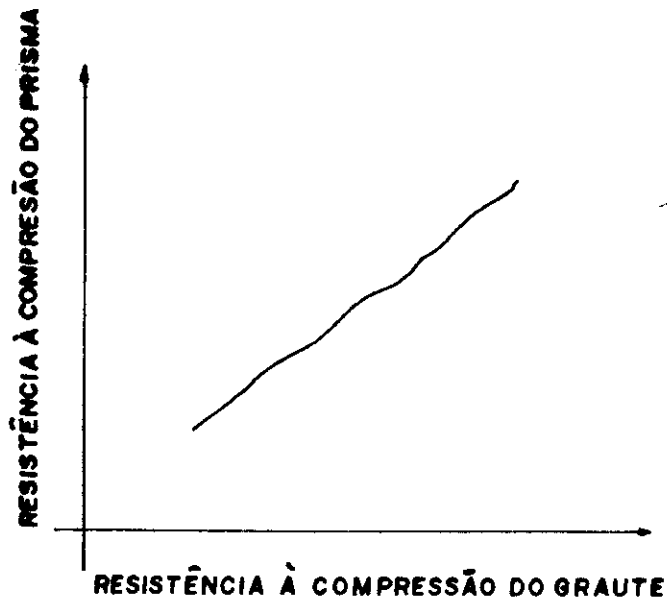
CANALETA	SECÇÕES DO VAZIO		VOLUME (m <sup>3</sup> ) POR m
	DIMENSÕES (mm)	VAZIOS (m <sup>2</sup> )	
19x19x39			0,0206
19x19x19	133 x 77 x 146,50	0,0154	0,0154
14x19x39			0,0141
14x19x19	93 x 63 x 146,50	0,0114	0,0114
9x19x39	43 x 40 x 156,50	0,0065	0,0065

### 2.2.5 INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA DO PRISMA

Em pesquisa efetuada pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), os fatores determinantes para resistência à compressão do prisma (item 4.5.3) devem ser o bloco e o graute<sup>[\*]</sup>.

A correlação existente entre a resistência do prisma e do graute é bem próxima da linear (figura 2.6), e pode ser explicada teoricamente. Tratam-se de materiais semelhantes, logo, os diagramas tensão x deformação - tem a mesma configuração e encurtamento de ruptura bastante-próximos ( $\epsilon_{alv} = \epsilon_g$ )<sup>[\*]</sup>.

Através das experiências efetuadas, pode-se chegar à equação que relaciona a resistência do prisma



**FIG. 2.6. RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA DO GRAUTE E RESISTÊNCIA DO PRISMA**

com a resistência do graute (equação 2.2.1)

$$F_{pc} = F_{po} + F_g \quad (2.2.1)$$

Portanto:

$$\sigma_{alv} \cdot A_{br} = \sigma_b \cdot A_{bl} + \sigma_g \cdot A_g$$

Na ruptura

$$E_{alv} \cdot \epsilon_{alv} \cdot A_{br} = E_b \cdot \epsilon_b \cdot A_{bl} + E_g \cdot \epsilon_g \cdot A_g$$

e,

$$f_{pc} = f_b \cdot \frac{A_{bl}}{A_{br}} + f_g \cdot \frac{A_g}{A_{br}} \quad (2.2.2)$$

Onde:

$F_{pc}$  = carga suportada pelo prisma cheio;

$F_{po}$  = carga suportada pelo prisma oco;

$F_g$  = carga suportada pelo graute;

$f_{pc}$  = resistência à compressão do prisma cheio, medida em relação à área bruta ( $A_{br}$ );

$f_b$  = resistência à compressão do prisma oco, medida em relação à área líquida ( $A_{bl}$ );

$f_g$  = resistência à compressão do graute medida no corpo de prova padrão;

$A_g$  = Área média do graute na seção transversal do prisma cheio.

A equação pode ficar dentro de um intervalo de 95% de confiança, estabelecido, para as correlações dos resultados obtidos, sendo portanto lícito pensar que a expressão pode representar a dependência da resistência à compressão do prisma cheio, com a resistência dos constituintes.

### 2.3 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

A argamassa, de assentamento é um material formado por um aglomerante, areia e água; sua finalidade é exatamente o assentamento dos blocos de concreto.

São funções primárias da argamassa de assentamento:

a) solidarizar os blocos, para que os mesmos resistam às ações laterais;

b) distribuir uniformemente as cargas atuantes nas paredes, por toda a área resistente dos blocos;

c) absorver as deformações naturais a que as alvenarias estiverem sujeitas;

d) vedar a penetração de água, mediante a união dos blocos;

- e) se houver armadura nas juntas, promover sua aderência;
- f) nos blocos aparentes, melhorar a estética;
- g) compensar as variações geométricas dos blocos e ajudar a modular os vãos.

Tem-se observado experimentalmente, que quando usa-se argamassa com resistência maior que 6,0 MPa, ela não influencia na resistência final das paredes [1].

Em um manual de alvenaria estrutural, elaborado para o antigo BNH (Banco Nacional da Habitação), o Prof. Fernando Lobo Carneiro propôs uma equação (2.3.1), onde é relacionada a resistência da alvenaria com a da argamassa.

$$f_{\text{alv,c}} = f_b \left( \frac{f_a/f_b}{0,45 + f_a/f_b} \right) \quad (2.3.1)$$

onde:

$f_{\text{alv,c}}$  = tensão de compressão na alvenaria

$f_b$  = resistência à compressão do bloco

$f_a$  = resistência à compressão da argamassa

A equação 2.3.1 não é demonstrada experimentalmente. Em estudos efetuados pelo IPT, demonstrou-se que a fórmula de Lobo Carneiro só é válida para resistências de alvenaria a partir da ordem de 25 MPa (figura 2.7) [1].

As conclusões que foram tiradas, das experiências efetuadas, talvez possam ser explicadas teoricamente e sucintamente, da seguinte maneira:

- a argamassa confinada entre os blocos (figura-2.8), fica como que fretada em um pequeno volume. Esta condição faz com que a mesma seja submetida a um estado triplo de tensões e conseqüentemente, sua resistência resulte -

bastante elevada (figura 2.9).

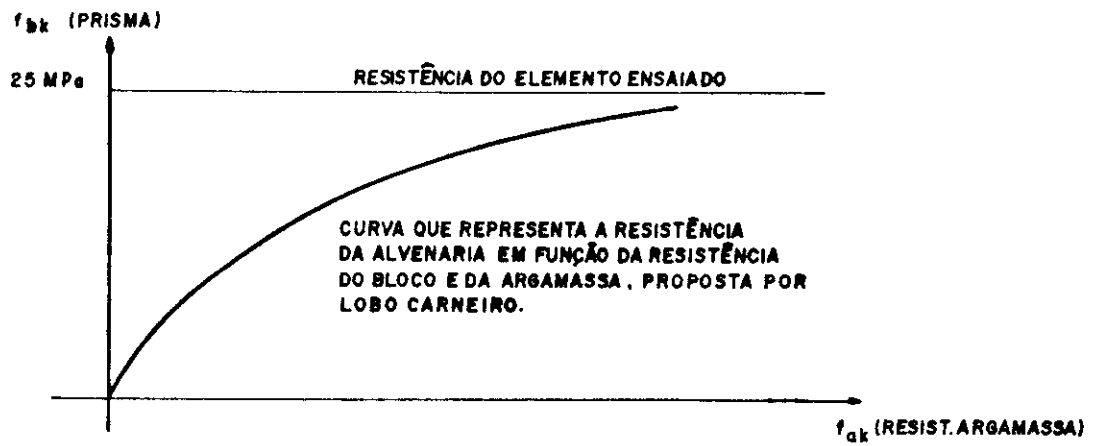


FIG. 2.7. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA RESISTÊNCIA DO PRISMA EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA.

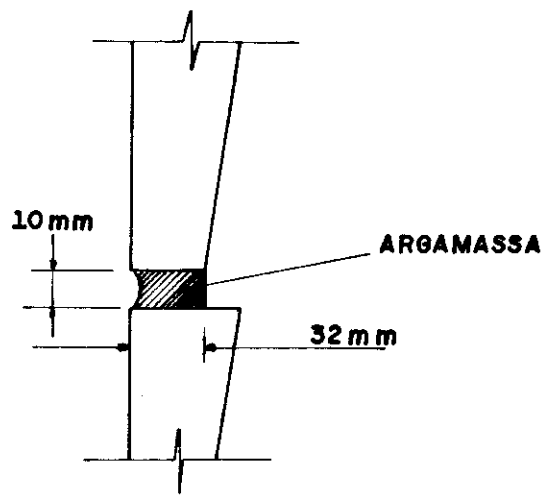


FIG. 2.8. POSIÇÃO DA ARGAMASSA ENTRE OS BLOCOS

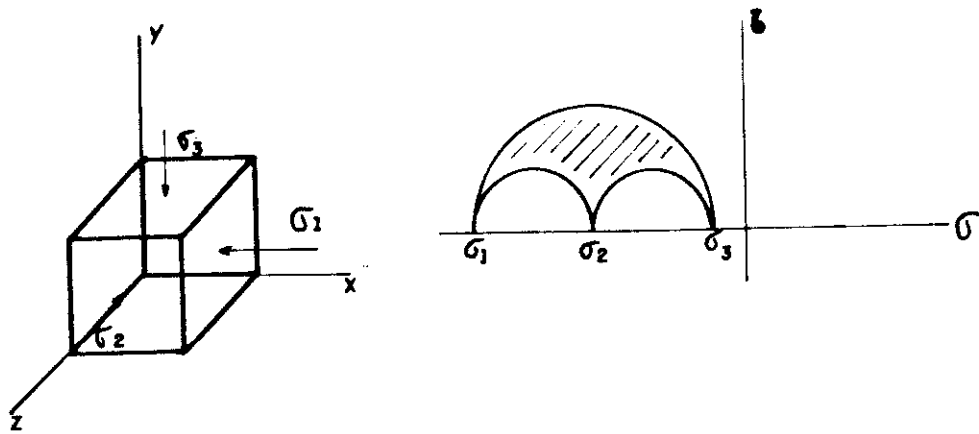


FIG. 2.9. ARGAMASSA SOB ESTADO TRIPLO DE TENSÕES

### 2.3.1 PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO

A seguir, analisar-se-ão qualitativamente as principais propriedades das argamassas no estado fresco.

a) TRABALHABILIDADE. É a mais importante propriedade da argamassa no estado plástico, pois dela depende o fácil espalhamento sobre o bloco. É de difícil mensuração e geralmente avaliada exclusivamente pelos fatores que nela influem, como consistência, plasticidade e coesão. Por ter que atender às características peculiares de cada operário, a trabalhabilidade deve estar contida em uma faixa de valor que defina sua adequação<sup>[3]</sup>.

b) RETENÇÃO DE ÁGUA. É a capacidade - que a argamassa possui de reter a água de amassamento, impedindo que hajam perdas acentuadas, ou por evaporação antes do

uso, ou pela absorção dos blocos após o assentamento. A não retenção adequada de água pela argamassa, prejudicará a durabilidade e estanqueidade da parede<sup>[1]</sup>.

c) TAXA OU VELOCIDADE DE ENDURECIMENTO. Depende fundamentalmente do cimento empregado e das condições climáticas. É uma propriedade que depende portanto das reações químicas dos aglomerantes. Quando o endurecimento é muito rápido, fica reduzido significativamente o tempo de utilização, ou seja, o tempo no qual a argamassa é trabalhável. Se a velocidade do endurecimento for muito baixa, o ritmo do assentamento pode ser alterado, fazendo com que ele se torne mais lento, pois a argamassa não terá resistência suficiente para suportar a sobrecarga causada pelos blocos, escoando-se pelas juntas e impedindo a continuação do erguimento do painel<sup>[1]</sup>.

### 2.3.2 PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO

a) RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO. Não é a mais importante característica das argamassas, embora seja muitas vezes erroneamente considerada como tal. A resistência à compressão é função do aglomerante com que é preparada a argamassa. Quanto maior o teor de cimento, maior ela será e diminui com o aumento do teor de cal ou de água<sup>[1]</sup>.

b) ADERÊNCIA. A resistência de aderência pode ser definida como a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração), sem se romper. Desta resistência



depende a monoliticidade da parede e a resistência da alvenaria frente às solicitações provocadas por: deformações volumétricas (por exemplo retração hidráulica e dilatação térmica); forças perpendiculares excêntricas; ações ortogonais à parede (ações do vento), etc.<sup>[9]</sup> .

c) ELASTICIDADE. É a propriedade que um material tem de se deformar sem apresentar ruptura, retornando à posição original quando cessam as ações mecânicas aplicadas. Para argamassas, é o estado tal de deformação em que a ruptura ocorre sob a forma de microfissuras. Quando a argamassa tiver baixo módulo de deformação longitudinal, ela é capaz de absorver os movimentos causados pela retração hidráulica ou térmica, impedindo que surjam nas juntas da argamassas as fissuras que lhes são prejudiciais, pois, elas se distribuirão como fissuras capilares nas juntas<sup>[9]</sup> .

d) DURABILIDADE. A infiltração de água vem a ser o agente, que mais prejudica a argamassa em suas condições de exposição. Normalmente penetrando através das juntas, satura a argamassa, dificultando desta maneira a evaporação da água aprisionada. Os sulfatos alcalinos dissolvidos tendem a se fixar nas áreas úmidas. O processo de decomposição da argamassa é acelerado pelo deslocamento dos sais à face externa que já se encontra fissuradas. As manchas típicas da eflorescência, são funções deste fenômeno.

Para que atendam adequadamente às finalidades para que se propõe, as argamassas devem exibir, tanto no estado fresco como no endurecido, propriedades convenientes, que ditarão a sua adequação ao uso pretendido<sup>[9]</sup> .

### 2.3.3 TIPOS DE ARGAMASSA

Quanto ao tipo, as argamassas podem ser: de cimento, quando o aglomerante é apenas o cimento; ou de cal, quando é utilizada apenas a cal como ligante; e mista, quando se emprega tanto o cimento como a cal. Para utilização em condições adversas (sob água) e bom desenvolvimento para resistência mecânica, usa-se a argamassa de cimento; mas, em contrapartida, são prejudicadas pela pouca trabalhabilidade e baixa elasticidade. As argamassas de cal apresentam boa trabalhabilidade e alta elasticidade; em compensação, apresentam baixo ganho de resistência ao longo do tempo e condições específicas para que ocorra o endurecimento. As argamassas utilizadas no assentamento de blocos de alvenaria estrutural são as mistas pois apresentam como vantagem, uma espécie de meio termo entre os outros dois tipos.

### 2.3.4 MATERIAIS DAS ARGAMASSAS

As argamassas são constituídas de cimento mais cal (na proporção máxima de 25% em relação ao cimento), areia, água e eventualmente aditivos.

O cimento pode ser de qualquer tipo e classe, desde que atenda às especificações brasileiras pertinentes. Deve-se atender às características peculiares de cada tipo de cimento.

A cal deve ser hidratada e obedecer

aos quesitos impostos pelas normas técnicas da ABNT (NBR 7175) [6] .

As alterações nas composições relativas de cimento e cal, fazem com que variem as propriedades das argamassas, como mostra a tabela 2.8 .

**TAB. 2.8. VARIAÇÃO NAS PROPRIEDADES DE UMA ARGAMASSA COM A ALTERAÇÃO DA COMPOSIÇÃO RELATIVA DE CIMENTO E CAL [9]**

PROPRIEDADE		→ AUMENTO NA PROPORÇÃO DE CAL NO AGLOMERANTE →	
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	(E)	— DECRESCE	PROPRIEDADES MELHORADAS COM MAIOR TEOR RELATIVO DE CIMENTO
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	(E)	— DECRESCE	
CAPACIDADE DE ADERÊNCIA	(E)	— DECRESCE	
DURABILIDADE	(E)	— DECRESCE	
IMPERMEABILIDADE	(E)	— DECRESCE	
RESISTÊNCIA À ALTAS TEMPERATURAS	(E)	— DECRESCE	
RESISTÊNCIAS INICIAIS	(F)	— DECRESCE	
RETRAÇÃO NA SECAGEM INICIAL	(F)	— CRESCE	PROPRIEDADES MELHORADAS COM MAIOR TEOR RELATIVO DE CAL
RETEÇÃO DE ÁGUA	(F)	— CRESCE	
PLASTICIDADE	(F)	— CRESCE	
TRABALHABILIDADE	(F)	— CRESCE	
RESILIÊNCIA	(E)	— CRESCE	
MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL	(E)	— DECRESCE	
RETRAÇÃO NA SECAGEM REVERSÍVEL	(E)	— DECRESCE	
CUSTO		— DECRESCE	

Obs. : ESTADOS : (E) ENDURECIDO : (F) RECÉM FABRICADO.

A areia pode ser natural ou artificial, desde que se enquadre nas especificações técnicas de agregados, contidas na NBR 7211<sup>[7]</sup>. A granulometria deve ser adequada à trabalhabilidade da argamassa, e seguir preferencialmente as limitações da norma ASTM C - 144<sup>[5]</sup>, como indicado na tabela 2.9. A figura 2.10, representa o gráfico da composição granulométrica para a areia natural da tabela 2.9.

**TAB. 2.9. FAIXA GRANULOMÉTRICA PARA AGREGADOS DAS ARGAMASSAS**

ABERTURA NOMINAL DAS PENEIRAS (EM mm)	PORCENTAGEM RETIDA EM MASSA	
	AREIA NATURAL	AREIA ARTIFICIAL
4,8	—	—
2,4	0 - 5	0 - 5
1,20	0 - 30	0 - 30
0,60	25 - 60	25 - 60
0,30	65 - 90	60 - 80
0,15	85 - 98	75 - 90
0,075	-	90 - 100

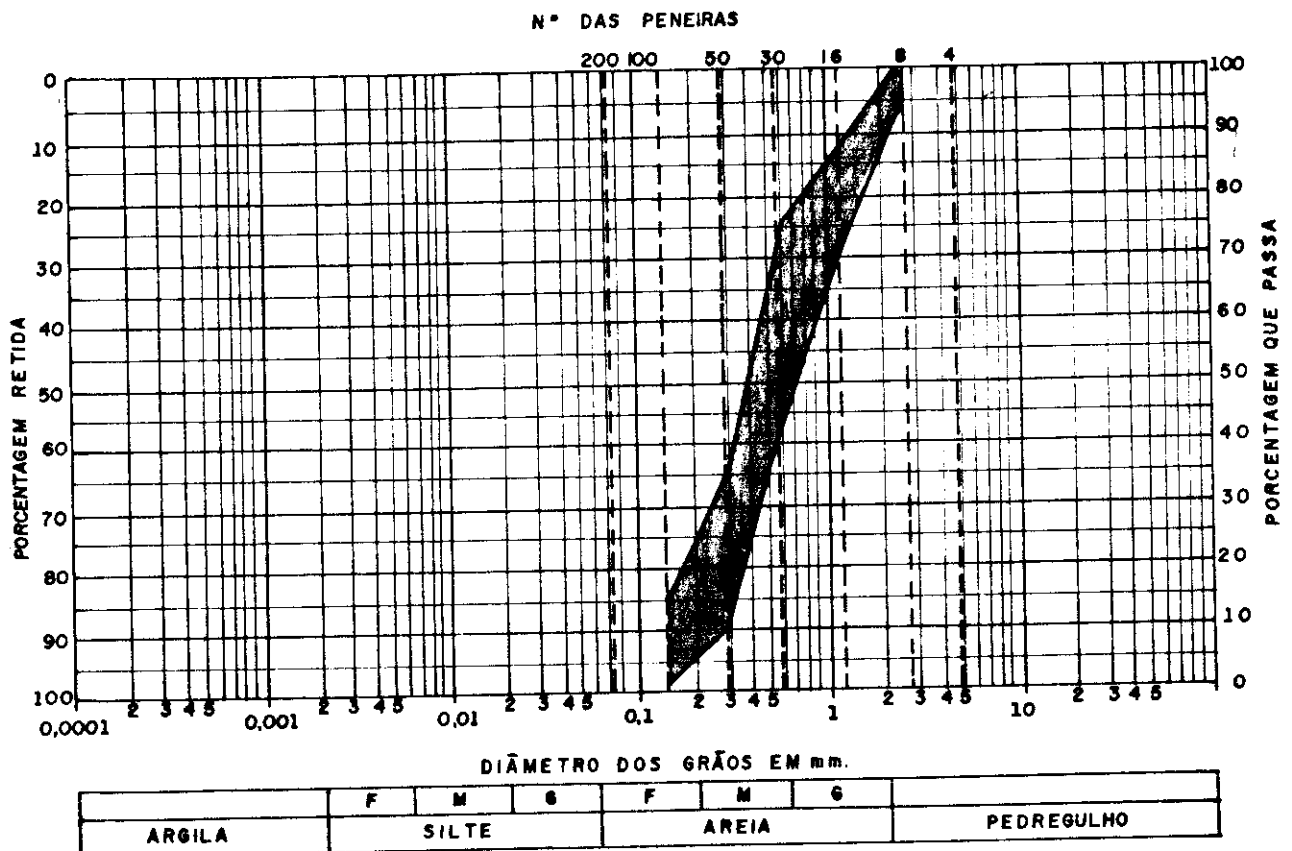
Como acontece com o aglomerante, as características granulométricas, fazem variar as propriedades das argamassas, como mostra a tabela 2.10.

### 2.3.5 CLASSES DE ARGAMASSA

As normas brasileiras não especificam classes de argamassa para assentamento de blocos em alvenaria

**TAB.2.10 INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NAS PROPRIEDADES DAS ARGAMASSAS [9]**

PROPRIEDADES	CARACTERÍSTICAS DA AREIA		
	QUANTO MENOR O MÓDULO DE FINURA	QUANTO MAIS DESCONTÍNUA FOR A GRANULOMETRIA	QUANTO MAIOR O TEOR DE GRÃOS ANGULOSOS
TRABALHABILIDADE	MELHOR	PIOR	PIOR
RETENÇÃO DE ÁGUA	MELHOR	VARIÁVEL	MELHOR
RESILIÊNCIA	VARIÁVEL	PIOR	PIOR
RETRAÇÃO NA SECAGEM	AUMENTA	AUMENTA	VARIÁVEL
POROSIDADE	VARIÁVEL	AUMENTA	VARIÁVEL
ADERÊNCIA	PIOR	PIOR	MELHOR
RESIST. MECÂNICAS	VARIÁVEL	PIOR	VARIÁVEL
IMPERMEABILIDADE	PIOR	PIOR	VARIÁVEL



**FIG. 2.10. CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA NATURAL**

ria estrutural. As tabelas, a seguir, apresentam as classes de argamassa, recomendada pelas normas alemã, inglesa e americana.

**TAB. 2.11. ARGAMASSAS RECOMENDADAS NA ALEMANHA OCIDENTAL (PROPORÇÃO EM VOLUME), DIN-1053<sup>(\*)</sup>**

GRUPO DE ARGAMASSA	CIMENTO PORTLAND	CAL		AREIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MÍNIMA AOS 28 DIAS (N/mm <sup>2</sup> )	
		PASTA	PÓ		VALOR ISOLADO	MÉDIA
I		1		4		
			1	3		
II	1	1,5		8	2,0	2,5
	1		2	8		
II $\sigma$	1		1	6	4,0	4,9
III	1			4	7,9	9,8

Na tabela 2.11:

a) o volume da areia refere-se ao estado de umidade natural (em depósito);

b) o conteúdo de cimento não pode ser diminuído, quando se utilizam aditivos plastificantes;

c) cimento conforme DIN - 1164; cal - DIN - 1060; areia DIN - 4226; ensaio de resistência à compressão DIN - 18555.

Na tabela 2.12:

a) resistência aproximadamente equivalentes em cada grupo;

b) proporções para areia seca. Quando há variações na quantidade de areia, os valores maiores referem-se a areia bem graduada e os menores quando for grossa - ou uniformemente fina;

c) proporções para pasta de cal. Quando for empregada cal hidratada em pó na mistura, seu volume deve ser aumentado por mais de 50%, até o necessário para se obter trabalhabilidade adequada;

**TAB. 2.12 ARGAMASSAS RECOMENDADAS NA INGLATERRA  
(PROPORÇÕES EM VOLUME) SEGUNDO CP-121<sup>(\*)</sup>**

	GRUPO DE ARGAMASSA	CIMENTO: CAL: AREIA	CIMENTO DE ALVENARIA: AREIA	CIMENTO: AREIA (COM PLASTIFICANTE)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MÉDIA AOS 28 DIAS (ENSAIOS DE CAMPO) N/mm <sup>2</sup>
↑ AUMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIMINUIÇÃO NA CAPACIDADE DE ABSORVER DEFORMAÇÕES ↓	I	1:0A $\frac{1}{4}$ :3	—	—	11,0
	II	1: $\frac{1}{2}$ :4A $4\frac{1}{2}$	1:2 $\frac{1}{2}$ A3 $\frac{1}{2}$	1:3 A 4	4,5
	III	1:1:5 A 6	1:4 A 5	1:5 A 6	2,5
	IV	1:2:8 A 9	1:5 $\frac{1}{2}$ A6 $\frac{1}{2}$	1:7 A 8	1,0
	V	1:3:10A12	1:6 $\frac{1}{2}$ A7	1:8	—
DIREÇÕES DE MUDANÇA NAS PROPRIEDADES	→→→ AUMENTO NA RESISTÊNCIA À DANOS DEVIDOS AO CONGELAMENTO. ←←← AUMENTO NA CAPACIDADE DE ADERÊNCIA E CONSEQUENTE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DE ÁGUA.				

d) cimento portland BS - 12; cal BS - 890; areia BS - 1200; cimento de alvenaria BS - 5224; plastificante BS - 4887; ensaio de resistência à compressão BS - 4551.

**TAB. 2.13. ARGAMASSAS RECOMENDADA NOS ESTADOS UNIDOS  
(PROPORÇÕES EM VOLUME) SEGUNDO ASTM C- 91 [8]**

TIPO DE ARGAMASSA	CIMENTO PORTLAND	CAL	AREIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MÉDIA (MÍNIMA) AO 28 DIAS (N/mm <sup>2</sup> )
M	1	$\frac{1}{4}$	DE $2\frac{1}{4}$ A 3	17,2
S	1	$\frac{1}{4}$ A $\frac{1}{2}$	VEZES A SOMA	12,4
N	1	$\frac{1}{2}$ A $1\frac{1}{4}$	DOS VOLUMES DE	5,2
O	1	$1\frac{1}{4}$ A $2\frac{1}{2}$	CIMENTO E CAL	2,4
K	1	$2\frac{1}{2}$ A 4		0,5

Na tabela 2.13:

- a) cal hidratada em pó ou cal em pasta;
  - b) areia úmida e solta;
  - c) cimento Portland conforme ASTM C - 150; cal virgem ASTM C - 5; cal hidratada ASTM C - 207; areia ASTM C - 144; ensaio de resistência à compressão ASTM C - 91.
- O UBC [10] especifica que, apenas as argamassas do tipo M e S, podem ser utilizadas em alvenaria estrutural de blocos de concreto. Para as nossas condições, é



recomendada como argamassa mista mais adequada a do tipo S , mais especificamente a de traço 1:0,25:3,00. A NBR 8798 , não dá valores básicos para dosagem de argamassas como o - ACI [11] . Ela estabelece critérios para dosagem experimental e não experimental ( $f_a \geq 9,00 \text{ MPa}$  ou  $f_a \geq f_{ak28}$ ) [4] .

### 2.3.6 MISTURA DA ARGAMASSA

A mistura da argamassa deverá ser feita, sempre que possível, com misturadores mecânicos. Caso se ja viável apenas a mistura manual, deve-se fazê-la sobre superfície cimentada, horizontal, não absorvente e ligeiramente úmida; a operação de amassamento prosseguirá até que se assegure a homogeneidade da argamassa.

No proporcionamento em volume dos materiais, deve-se ter grande cuidado com o cimento e cal, pois as massas específicas, no estado solto, podem variar apreciavelmente, conforme são lançados no recipiente; as tabelas citadas anteriormente admitem, para esses materiais, os valores de  $1500 \text{ kg/m}^3$  e  $640 \text{ kg/m}^3$ , respectivamente para o cimento e a cal. A prática entretanto, tem demonstrado que os valores podem ser substancialmente alterados, pois há registros, por exemplo, de que a massa específica solta do cimento pode chegar a valores de  $1200 \text{ kg/m}^3$  ou até menos.

A tabela 2.14, exemplifica a sequência da mistura de argamassas mista.

TAB. 2.14. SEQUÊNCIA DE MISTURA DA ARGAMASSA MISTA [9]

ARGAMASSA TIPO	COMPONENTES (TIPO E DOSAGEM)			MISTURA MECÂNICA	
	AREIA	CAL	CIMENTO	ARGAMASSA INTERMEDIÁRIA (DE CAL)	ARGAMASSA MISTA
A	UMIDADE NATURAL; DOSAGEM EM VOLUME.  AUMENTO DE VOLUME POR INCHAMENTO DEVE SER CONSIDERADO (OS TRAÇOS SÃO DE AREIA SECA).	EM PASTA DOSAGEM EM VOLUME	PORTLAND COMUM, DOSAGEM EM MASSA	AREIA MAIS PASTA; MISTURA E "DESCANSO" POR 16 HORAS NO MÍNIMO	ARGAMASSA INTERMEDIÁRIA (EM VOLUME) + CIMENTO E + ÁGUA—EMPREGO IMEDIATO.
B		EM LEITE DE CAL, DOSAGEM EM VOLUME.		AREIA + LEITE DE CAL (ÁGUA + CAL EM PÓ) PREPARADO COM 16 HS DE ANTECEDÊNCIA, NO MÍNIMO). MISTURA E "DESCANSO" POR 16 HS. NO MÍNIMO	
C		EM PÓ, DOSAGEM EM MASSA		AREIA + CAL; MISTURA PARCIAL; + ÁGUA MISTURA E "DESCANSO" POR 16 HS. MÍNIMO.	
D		IDEM		—	

## 2.4 AÇOS PARA ARMADURA

O aço, a ser utilizado nas armaduras da alvenaria estrutural, deve atender a todos os requisitos necessários para o concreto armado, ou seja, seguir a NBR 7480<sup>[1]</sup> (barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado).

As barras a serem utilizadas devem ter diâmetro superior ou igual a 5 mm, exceto quando colocadas nas juntas das argamassas de assentamento que devem ter diâmetro mínimo de 3,8 mm, mas não maior do que a metade da espessura da junta da argamassa de assentamento. Caso a parede fique em contato com umidade, a armadura deverá ter proteção especial para evitar a corrosão.

A função da armadura é de: travamento (mecanismo adicional de resistência), combate à retração, ajudar a alvenaria na compressão e resistir aos esforços de tração.

O aço acaba tendo sua capacidade pouco aproveitada nas alvenarias estruturais de blocos de concreto. (logo pode-se até pensar em utilizar aços CA 25).

## 2.5 ÁGUA

Em água provinda do abastecimento público, é dispensável o controle; em outros casos, deve ser coletada e ensaiada uma amostra de água no início da obra e a cada período máximo de dois meses.

Presume-se satisfatórias as águas potáveis e as que tenham ph entre 5,80 e 8,0 e respeitem os limites máximos da tabela 2.15 .

**TAB. 2.15. LIMITES DE PRESENÇA DE IMPUREZAS NA ÁGUA**

<b>MATÉRIA ORGÂNICA ( EXPRESSO EM O<sub>2</sub> CONSUMIDO )</b>	<b>3mg / l</b>
<b>RESÍDUO SÓLIDO</b>	<b>500mg/l</b>
<b>SULFATOS ( EXPRESSOS EM IONS SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> )</b>	<b>300mg/l</b>
<b>CLORETOS ( EXPRESSOS EM IONS Cl<sup>-</sup> )</b>	<b>500mg/l</b>
<b>AÇÚCAR</b>	<b>5mg/l</b>

### 3. CONCEPÇÃO GERAL

Os projetos estruturais, de edifícios de alvenaria estrutural, seguem os seguintes critérios:

a) a compressão devida às ações verticais deve - exceder, nas paredes resistentes, toda tração decorrente das ações laterais no edifício <sup>[12]</sup> ;

b) a compressão total em uma parede qualquer, resultante do somatório das ações atuantes verticais e laterais variáveis na situação mais desfavorável, não deve exceder à compressão máxima permitida <sup>[12]</sup> .

Dos critérios expostos resulta a simplicidade da concepção estrutural de um edifício, cuja estrutura é provida apenas por paredes resistentes. Basta que se utilize uma geometria e uma organização do sistema estrutural, de tal maneira que sejam evitadas as tensões de tração. A estabilidade da construção e de seus elementos, deve ser garantida de forma satisfatória, apenas através de paredes resistentes e de paredes e lajes enrijecedoras, que formando um conjunto, rígido, devem resistir aos esforços oriundos das ações verticais e horizontais, transferindo-os com segurança para as fundações.

Para efeito de análise estrutural, pode-se dividir os edifícios em dois grupos: aqueles em que as ações laterais de vento atuante são significativas e devem ser consideradas no dimensionamento, e aqueles em que estas ações não são significativas e portanto podem não ser consideradas no dimensionamento. O projeto de norma para o CÁLCULO DE ALVE-

NARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO, da ABNT, em seu ítem 4.3.2.3, diz: "a verificação da absorção da carga do vento - pode ser dispensada no caso de prédio de até cinco pavimentos se a planta contém paredes enrijecidas e resistentes dispostas em dois sentidos de modo a proporcionar estabilidade lateral dos componentes e ao conjunto estrutural."

É a opinião do autor, que não se deve ter um critério fixo, para dispensar o efeito do vento no cálculo das estruturas. A maneira mais correta é determinar as ações verticais devidas ao vento, independente da altura do edifício, e verificar se essas ações são ou não significativas e se influenciarão ou não a estabilidade da construção e de seus elementos.

Algumas hipóteses básicas serão fixadas no cálculo, para o eficiente desempenho da estrutura assim formada - [13] :

a) a laje, convenientemente ligada às paredes, deve trabalhar como chapa (ações paralelas ao seu plano), para possibilitar a transferência dos esforços às diversas paredes portantes e produzir o efeito de diafragma. Quanto mais rígida for a laje e mais bem ligada às paredes, melhor será esse efeito de diafragma. Na execução das lajes, devem ser previstas cintas perimetrais nas bordas das lajes, para garantir a formação dos diafragmas horizontais rígidos, capazes de transmitir as ações às paredes de contraventamento;

b) os efeitos da instabilidade global do conjunto, serão levados em conta após análise de parâmetros geométricos e estruturais das paredes componentes, sendo possível aplicar a teoria de primeira ordem (para pequenos deslocamentos), quando estes parâmetros atenderem certos valores préfixados. Caso contrário o engenheiro estrutural deverá le

var em conta o efeito de segunda ordem. Nas estruturas de alvenaria, é conveniente a obtenção de sistemas os mais rígidos possíveis, de forma a não ser necessário levar em conta o efeito destes deslocamentos de segunda ordem;

c) uma hipótese que está devidamente comprovada na prática, pela análise e comparação das obras construídas, é a análise e o cálculo estrutural feito no regime elástico, ou seja, dentro do campo de validade da lei de Hooke. Existem hoje em dia, estudos tentando explicar o funcionamento das paredes no regime elastoplástico, mas para sua aplicação prática, requer ainda análises mais aprofundadas;

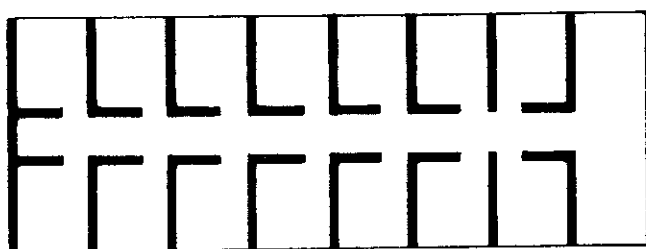
d) são fundamentais as condições de fixação nas fundações, pois a consideração da parede ser em balanço, exige que a mesma seja engastada na base. Nota-se que se a fundação for excessivamente deformável, as rotações poderão determinar deslocamentos incompatíveis com a teoria de primeira ordem, razão pela qual a escolha da fundação deve ser cuidadosamente analisada.

### 3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Em muitos edifícios a distribuição em planta das paredes atende a requisitos funcionais. Porém, na alvenaria estrutural, esta distribuição não pode ser dissociada das implicações estruturais, devendo atender a ambos os requisitos.

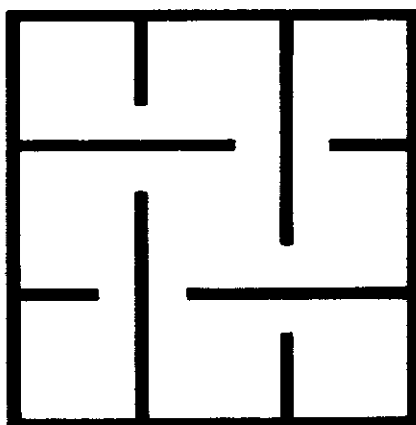
Os sistemas que mais se adequam às plantas dos edifícios, segundo o seu uso, são<sup>[12]</sup>:

a) DE PAREDES RESISTENTES TRANSVERSAIS : as fachadas longitudinais podem ser de caixilharia ou de painéis leves. A estabilidade longitudinal pode ser obtida por: corredor interno, paredes divisionárias ou paredes externas longitudinais. Este sistema é adequado para hotéis, hospitais, edifícios comerciais (figura 3.1).



**FIG. 3.1. SISTEMA ESTRUTURAL LAMIMAR DE PAREDES TRANSVERSAIS.**

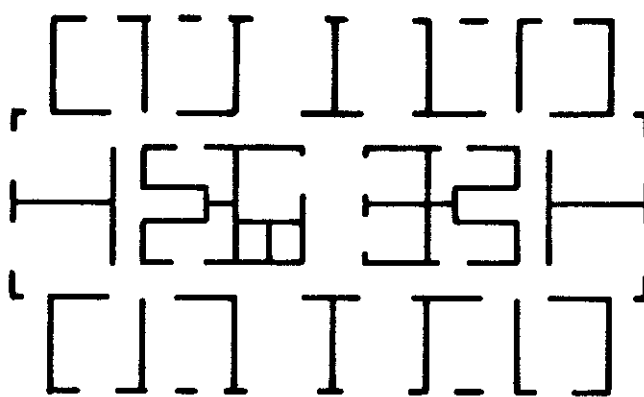
b) CELULAR: adequada para edifícios residenciais e hotéis. Neste sistema, as paredes internas e externas são resistentes e formam células contíguas. Normalmente a disposição das paredes é simétrica (figura 3.2).



**FIG. 3.2. SISTEMA ESTRUTURAL LAMINAR CELULAR**



c) COMPLEXO: Adequado para edifícios de apartamentos de grandes dimensões. A estabilidade lateral é provida por algumas paredes resistentes transversais e longitudinais. Não é necessário que todas as paredes sejam resistentes. No entanto, deve ser evitado um arranjo excessivamente assimétrico, a fim de se provocar efeitos prejudiciais de torção (figura 3.3).



**FIG. 3.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS LAMINARES COMPLEXO, COM NÚCLEO DE SERVIÇO**

## 3.2 ESTABILIDADE

### 3.2.1 ESTABILIDADE VERTICAL

Para que ocorra o colapso ou fissuração das paredes submetidas às ações verticais, é necessário que as tensões de compressão de serviço na alvenaria superem os limites admissíveis, e não sejam previstas as restrições para se evitar tais tensões nas paredes.

### 3.2.2 ESTABILIDADE LATERAL (HORIZONTAL)

As ações laterais consideradas são as do vento. O vento atua nas paredes exteriores, que transferem os esforços resultantes para as lajes, as quais, por sua vez, transferem-as para as paredes transversais. A ação do vento induz uma deformação por cisalhamento nestas paredes. Porém, as ações verticais de compressão atuantes, e a resistência da alvenaria até o valor admissível de resistência à tração, eliminam a tração diagonal que pode causar a fissuração devida ao cisalhamento (figura 3.4).

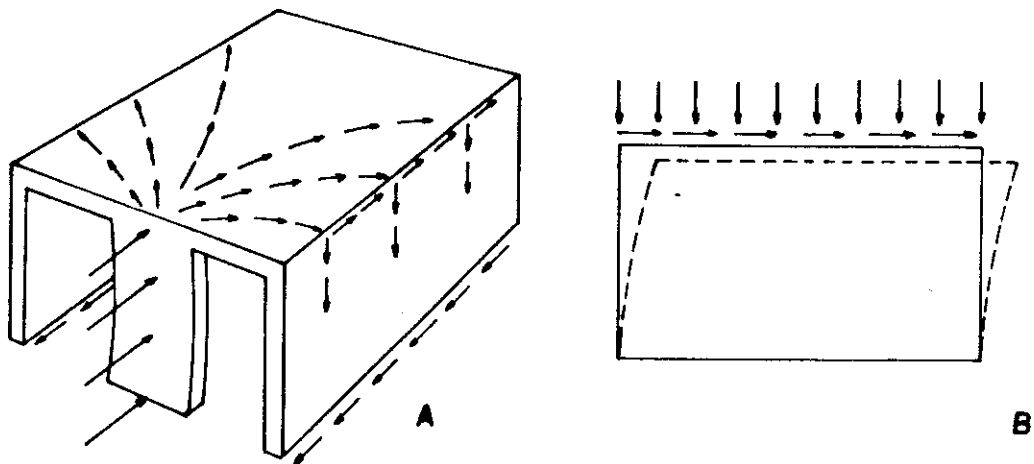
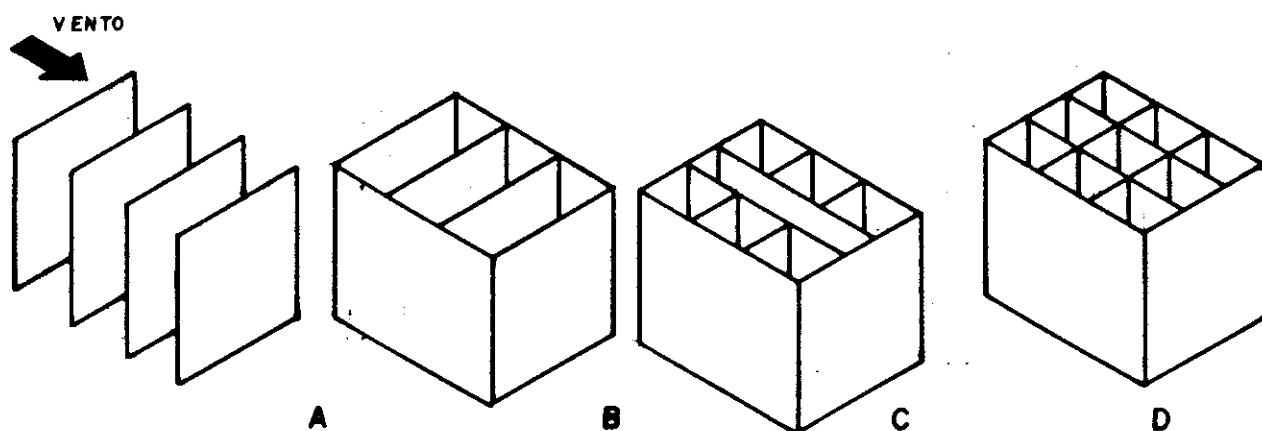


FIG. 3.4. A) AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS LAMINARES  
B) AÇÃO NA PAREDE TRANSVERSAL - DEFORMAÇÃO  
POR CISALHAMENTO [22]

No caso de as tensões de tração resultantes,

ultrapassarem os limites considerados, deve-se armar a alvenaria.

A figura 3.5 representa esquematicamente estruturas laminares com diferentes graus de rigidez. Observa-se que, locando adequadamente as paredes transversais e subdividindo-se cada vez mais a planta do edifício, obtêm-se estruturas progressivamente mais rígidas, monolíticas e estáveis.

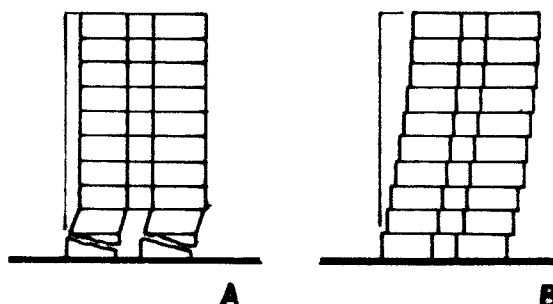


**FIG. 3.5. ESTRUTURAS COM DIFERENTES GRAUS DE RIGIDEZ. A RIGIDEZ TENDE A AUMENTAR DA ESTRUTURA DO CASO A PARA O CASO D. [12]**

Ainda, na instabilidade lateral de um edifício alto, deve-se checar a perda de estabilidade por - tombamento simples, por cisalhamento das paredes da base e por deslizamento relativo dos pavimentos. No entanto, são hipóteses raras de ocorrer, quando apenas se considera as ações do vento.

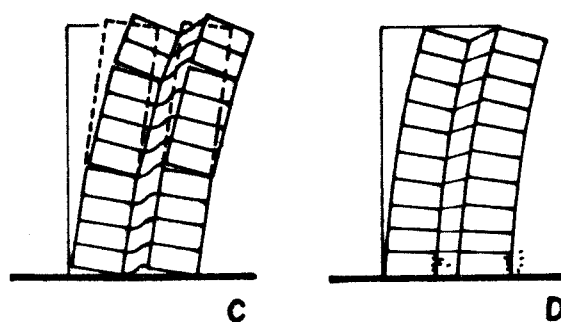
O tombamento simples, é uma hipótese - que só ocorre em edifícios excessivamente esbeltos.

As outras formas de ruína, por cisalhamento e por deslizamento, somente podem ocorrer quando atuam ações sísmicas (figura 3.6).



**FIG.3.6. INSTABILIDADE LATERAL: A) POR CISALHAMENTO (TRAÇÃO DIAGONAL); B) POR DESLIZAMENTO DAS LAJES [12]**

A figura 3.7 ilustra os dois tipos de ruína mais prováveis por insuficiência resistente da alvenaria: por tração ou compressão.



**FIG. 3.7. INSTABILIDADE LATERAL: C) POR INSUFICIENTE RESISTÊNCIA DA ALVENARIA, NA TRAÇÃO; D) IDEM, NA COMPRESSÃO. [14]**

### 3.3 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS PORTANTES

A distribuição dos esforços é feita proporcionalmente às rigidezes (momento de inércia/vão).

#### 3.3.1 ESFORÇOS VERTICAIS NOS ELEMENTOS PORTANTES

São distribuídos pelas paredes situadas acima dos elementos portantes e pelas lajes de preferência sem vigamento secundário para não complicar o esquema construtivo. A sua distribuição é função do tipo e geometria da laje. Caso a laje seja armada em uma direção, esta deverá ser preferivelmente na direção portante. Se armada em duas direções, nas bordas de reações maiores, deverão ser posicionadas as paredes portantes principais.

A razão deste cuidado é evitar que as paredes portantes que devido às ações laterais do vento trabalham à flexão no seu plano, apresentem tensões de tração na borda.

### 3.3.2 ESFORÇOS HORIZONTAIS

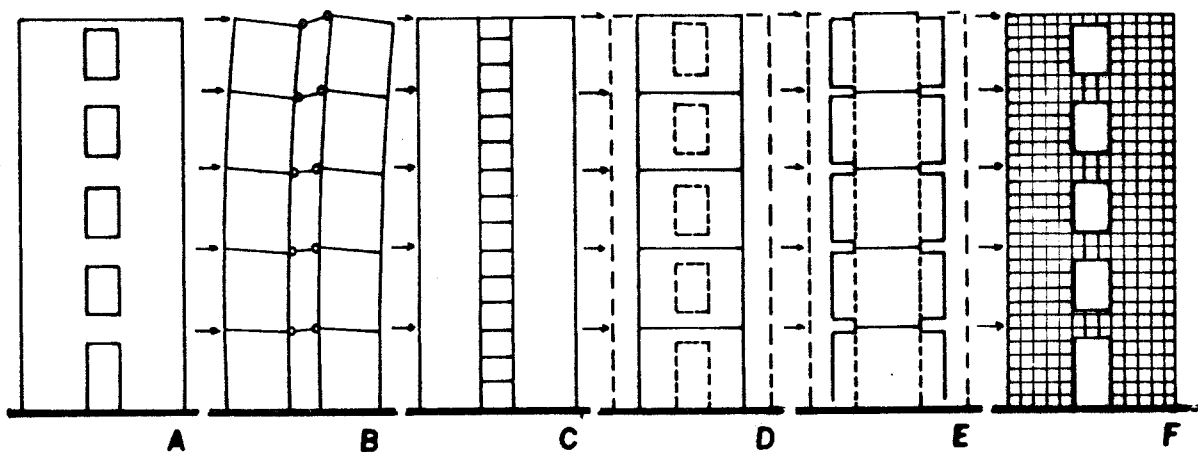
Conhecida a força total e o momento total, determinam-se os quinhões absorvidos por cada painel de contraventamento.

O cálculo será executado partindo da hipótese básica de diafragma rígido e conduzido pelo método dos deslocamentos, ou seja <sup>[13]</sup> :

a) Equações de Equilíbrio: a soma das parcelas (quinhões), absorvidas pelos painéis de contraventamento, deverá ser igual à força horizontal total.

b) Equação de Deslocamento: o deslocamento horizontal de todos os painéis em um nível é igual; esta condição de igualdade dos deslocamentos dos painéis é verdadeira, desde que a hipótese básica da rigidez infinita do diafragma seja satisfeita.

A figura 3.8 esquematiza métodos teóricos para distribuição de esforços horizontais.



**FIG. 3.8. MÉTODOS TEÓRICOS PARA ESTIMAÇÃO DE TENSÕES LATERAIS E DEFLEXÕES. A) EDIFÍCIO MODELO ; B) DAS PAREDES ARTICULADAS; C) CISALHAMENTO CONTÍNUO; D) ANALOGIA DO PÓRTICO; E) ANALOGIA DO PÓRTICO DE COLUNA LARGA ; F) ELEMENTOS FINITOS <sup>[14]</sup>**

### 3.4 ESFORÇOS SOLICITANTES NOS ELEMENTOS

Obtido o conjunto de ações externas atuantes em cada parede, pode-se então determinar em cada nível os esforços solicitantes, que serão no caso geral: força normal , força cortante e momento fletor.

### 3.4.1 ESFORÇOS SOLICITANTES PROVENIENTES DE AÇÕES VERTICAIS

Neste caso tem-se, na parede em geral, somente forças normais, representada pela soma de todas as ações verticais acima do nível considerado. No caso de edifícios, haverá dois valores a serem determinados: força normal devida às ações permanentes e força normal devida às ações - acidentais.

### 3.4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES PROVENIENTES DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Será exposto o conceito básico, que envolve o cálculo dos esforços solicitantes, nas paredes portantes com abertura<sup>[13]</sup>.

As paredes portantes com abertura devem ser compostas por pilares-paredes e vigas, de tal rigidez que possam funcionar como uma parede cheia (parede sem abertura). Este objetivo é atingido quando as vigas de ligação, transmitirem esforços para a fundação, através dos pilares-parede, fazendo-os trabalhar mais por compressão do que por flexão.

Esta transmissão de esforços entre vigas de ligação trabalhando por cisalhamento e pilares por compressão e tração é o que caracteriza o funcionamento do " SHEAR WALL" (na literatura técnica americana, paredes portantes de concreto armado ou alvenaria, cuja utilização e -



disposição geométrica, dentro do conjunto estrutural, aliado a sua grande rigidez, resistirá aos esforços oriundos das - ações verticais e horizontais).

O efeito das forças normais no "SHEAR-WALL" é importante, principalmente no caso dos edifícios altos, pois todo seu trabalho se baseia na transmissão dos esforços cortantes da viga para os pilares-parede, em forma de compressão ou tração.

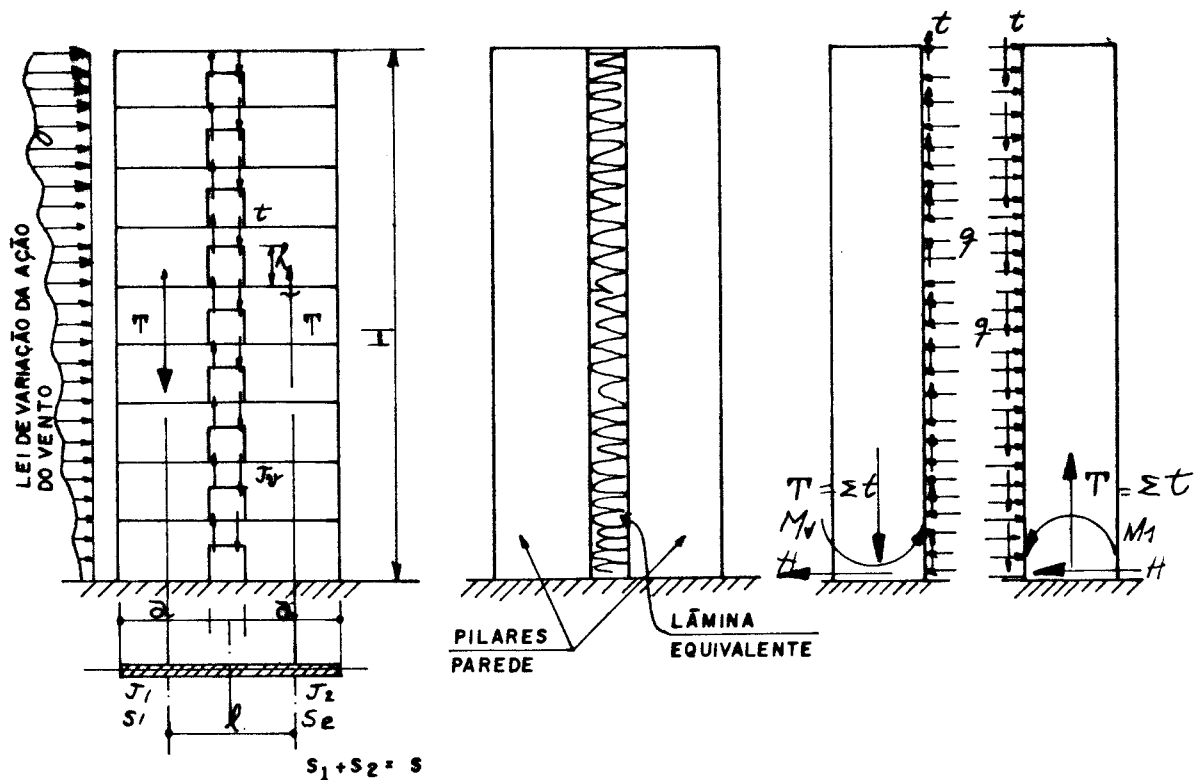


FIG. 3.9. EQUACIONAMENTO DA "SHEAR WALL"

Chamando de:

$M_0$  - momento das forças externas em relação á base,

$M_1$  - momento absorvido em cada parede,

$T$  - força normal na base  $T = \lambda t$

$t$  - força cortante transmitida pela viga genérica de ligação.

Pode-se escrever:

$$M_0 = 2 M_1 + \lambda T \quad (3.4.1)$$

Analisando a equação 3.4.1 e a figura 3.9 pode-se concluir:

a) a efetividade do "SHEAR WALL" é medida pela parcela  $\lambda T$ , isto é, o momento das forças normais às paredes, pois quanto maior esta parcela, menor será o momento fletor  $M_1$  em cada parede, para um dado momento global  $M_0$ ;

b) a parcela  $\lambda T$  será tanto maior, para uma dada parede, quanto maior for o valor de  $T$ . Porém sendo  $T$  o somatório dos cortantes nas vigas de ligação, ela crescerá com o aumento dos valores de  $t$ , isto é, aumentando-se a rigidez das vigas de ligação, o que se consegue diminuindo-se as dimensões dos vazios.

Observa-se que, quando  $t \neq 0$ , tem-se  $T \neq 0$  e na equação deve-se ter  $M_0 = 2 M_1 + \lambda T$  e portanto  $M_1 = (M_0 - \lambda T) / 2$ , o que corresponde fisicamente a se ter o meio elástico - sem nenhuma rigidez, isto é, vigas de ligação articuladas nas paredes sem capacidade de transmitir cortante, porém com capacidade de transmitir esforços horizontais, eliminando assim a grande vantagem do trabalho conjunto das duas paredes; nestas condições estão trabalhando como dois balanços isolado, à flexão.

A efetividade do "SHEAR WALL" é dada -

pela equação 3.4.2, e esquematizada na figura 3.10<sup>[13]</sup>.

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 I_V}{h b^3} \left[ \frac{l^2}{I_1 + I_2} + \frac{S}{S_1 \times S_2} \right]} \quad (3.4.2)$$

Onde,

$I_V$  - momento de inércia acima do vão.

$I_1, I_2$  - momento de inércia das paredes isoladas.

$h, b$  - dimensões da abertura.

$l$  - distância do ponto de aplicação da força normal.

$S_1, S_2$  - área das paredes.

$$S = S_1 + S_2 .$$

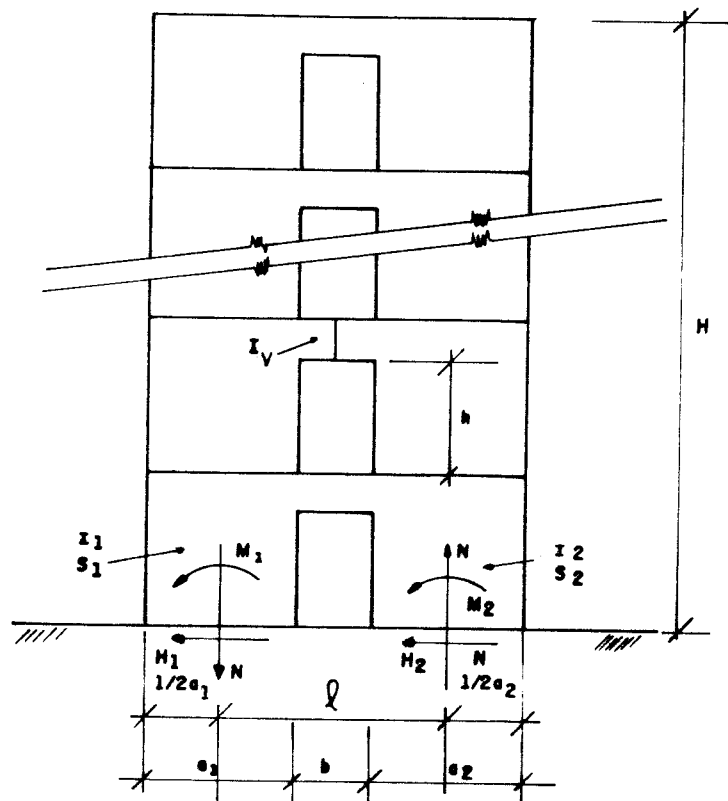


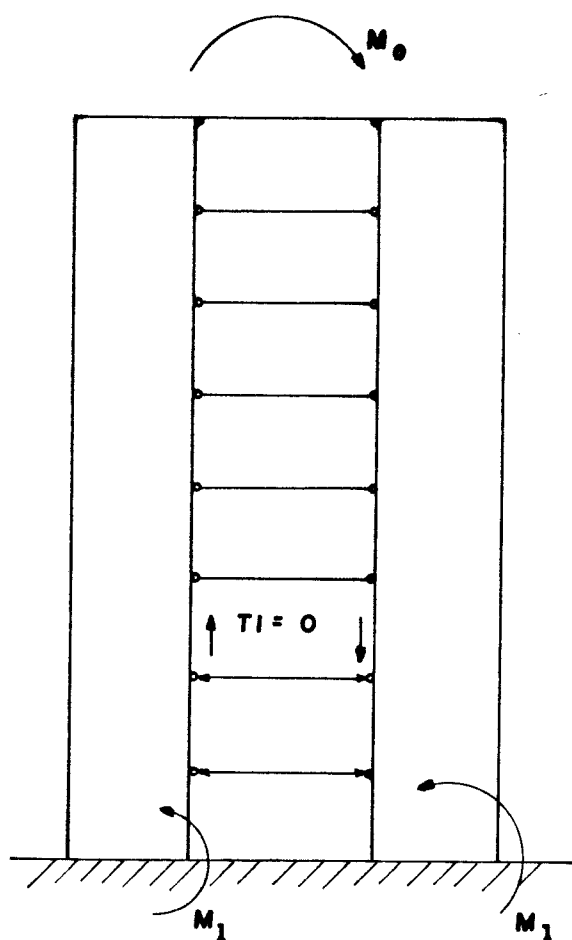
FIG. 3.10. EFETIVIDADE DE PAREDES COM ABERTURA

Quando:

$\alpha H > 13$  - As vigas são muito rígidas ÷ (pequenos vazios) e a parede funciona como se fosse maciça [13].

Quando:

$\alpha H < 0,8$  - As vigas são pouco rígidas- (vazios grandes) e as paredes funcionam como dois balanços - independentes (figura 3.11) [13].



**FIG. 3.11. PAREDES COM DOIS BALANÇOS INDEPENDENTES**

Se  $0,8 \leq \alpha H \leq 13$ , usa-se o conceito de momento de inércia equivalente.

## 3.5 AÇÕES DE PROJETO

### 3.5.1 AÇÕES ATUANTES VERTICAIS

As ações atuantes verticais estão relacionadas a seguir.

PERMANENTES - Constituídas pelo peso próprio dos materiais componentes da obra: laje, revestimentos, alvenarias não portantes apoiadas sobre a laje, peso próprio dos elementos de alvenaria.

ACIDENTAL - Ações de utilização, sobrecargas definidas nas normas, função do destino que se vai dar à construção.

Os valores das ações consideradas são as prescritas na NBR 6120<sup>[12]</sup>.

### 3.5.2 AÇÕES ATUANTES HORIZONTAIS

São apresentadas a seguir.

VENTO - Definidas na NBR 6123<sup>[13]</sup>, em função das pressões de obstrução e coeficientes de forma funcional da geometria da construção.

SISMOS - Em países onde é necessário - levar em conta estes efeitos, as normas fornecem coeficientes em função das zonas sísmicas em que a construção for erigida, que permitem calcular o valor das ações horizontais - equivalentes aos efeitos sísmicos. No Brasil esse efeito nor

malmente é desprezado apesar de existir uma probabilidade de 5% de ocorrência de terremotos, na região sudeste, com magnitude 7,0 (na escala Richter), dentro dos próximos 30 anos.

### 3.5.3 AÇÃO DE DESAPRUMO

"Em função de um esperado desaprumo do edifício, pode ser considerada uma ação horizontal uniformemente distribuída, igual a 1,5% do total da carga permanente<sup>[12]</sup>."

A norma alemã DIN - 1053<sup>[16]</sup>, especifica a carga de desaprumo: "estas ações são consideradas sob a forma de ações horizontais provenientes de uma deformação fictícia do prédio inteiro de um ângulo ( $\psi$ ) (figura 3.12):

$$\psi = \pm \frac{1}{100 \sqrt{H}} \text{ em radianos,} \quad (3.5.1)$$

onde: H - é a altura do prédio a partir da face superior da fundação (m),

$$e, \quad q = \frac{N}{100 H \sqrt{H}}, \quad (3.5.2)$$

q - ação de desaprumo

N - ação permanente

As ações resultantes devem ser somadas às ações do vento".

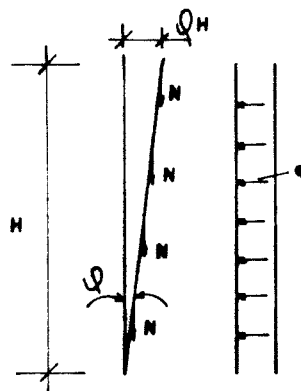


FIG. 3.12. ESQUEMA DE UTILIZAÇÃO DAS AÇÕES DE DESAPRUMO.

### 3.6 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Define-se a seguir os elementos estruturais- que compõe as obras de alvenaria estrutural em blocos de concreto [17].

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

PAREDES RESISTENTES - Toda parede que se admite no projeto, como suporte de outras ações, além do peso próprio.

PAREDE NÃO RESISTENTE - Toda parede que no projeto, não é considerada com finalidade de suporte de ações verticais, além do peso próprio.

PAREDE DE CONTRAVENTAMENTO - Toda parede resistente que se destina a absorção de ações horizontais e verticais, quer sejam elas externas, quer provenientes de efeito de 2ª ordem.

PILAR - Todo elemento estrutural, em que a seção transversal retangular utilizada no cálculo dos esforços resistentes, possui relação de lados inferior a 5, valendo esta nos casos de seções retangulares, em L, em T, em Z, em cruz, etc., prevalecendo, no caso das figuras compostas, as dimensões de cada ramo distinto. Os pilares devem receber só ações verticais.

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

VERGAS E VIGAS - Denomina-se verga o elemento estrutural colocado sobre vãos de aberturas não maiores que 1,20m, com o fim de transmitir ações verticais, para paredes adjacentes aos vãos. Considera-se como viga, um elemento linear, não continuamente apoiado, podendo estar ou não contido nas paredes. São analisadas como contínuas, ou com tramos independentes.

COXIM - Componente estrutural, não contínuo, cuja função é distribuir ações concentradas, possuindo relação de comprimento para espessura não maior que 3.

ENRIJECEDOR - Elemento estrutural, vinculado a uma parede resistente, com o fim de obter enrijecimento ho



rizontal, na direção perpendicular à parede. O enrijecedor - pode ser embutido total ou parcialmente na parede, podendo - inclusive absorver ações verticais.

### 3.7 CAMINHAMENTO DAS CARGAS

#### 3.7.1 ESTRUTURAS LAMINARES

Para efeito das cargas atuantes no - plano médio, as estruturas planas serão calculadas como chapas no regime elástico [17] .

PAREDES - Nas paredes estruturais, uma força concentrada ou parcialmente distribuída, na situação - da figura 3.13, pode ser suposta repartida uniformemente em seções horizontais limitadas por dois planos inclinados de  $45^{\circ}$  e passando pelo ponto de aplicação da força ou pelas extremidades da faixa de aplicação.

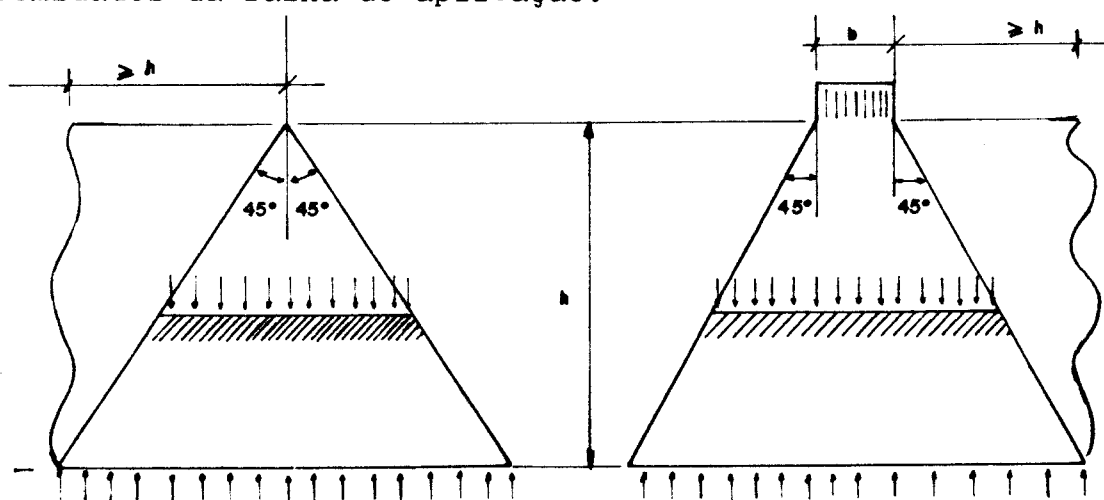
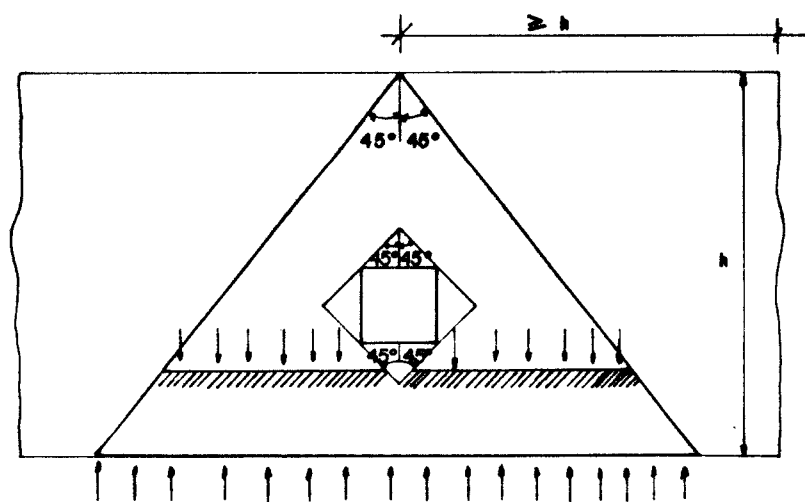


FIG. 3.13. DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS NAS PAREDES

Nas seções horizontais acima e abaixo - de eventuais aberturas, a distribuição da força é feita excluindo as zonas limitadas por planos inclinados de  $45^\circ$ , tangentes às bordas das aberturas (figura 3.14).



**FIG. 3.14 . DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS NAS PAREDES COM ABERTURA**

LAJES - São pertinentes os itens da - NBR 6118 que se referem ao cálculo de lajes de edifícios.

### 3.7.2 ESTRUTURAS LINEARES

Os esforços solicitantes nas estruturas lineares podem ser determinados em regime elástico. A área e o momento de inércia das seções, podem ser calculados para as seções transversais geométricas, sem consideração da armadura<sup>[17]</sup>.

VERGAS - Para o cálculo de verga só é necessário tomar como carregamento o peso da parte compreendida no triângulo isósceles definido sobre a mesma. A carga uniformemente distribuída de um pavimento, acima do triângulo referido, não é considerada no dimensionamento da verga - (figura 3.15). Da carga de um pavimento que atue sobre a parede, dentro daquele triângulo, como carga uniformemente distribuída, só é considerada a parte compreendida no triângulo (figura 3.16).

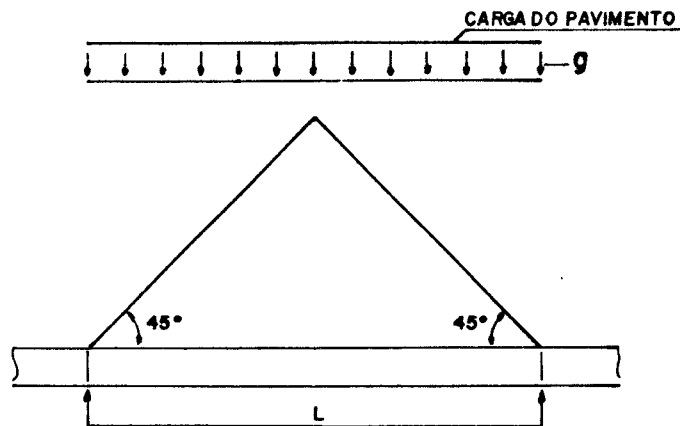


FIG. 3.15. CARGA DISTRIBUÍDA FORA DO TRIÂNGULO DE CARGA

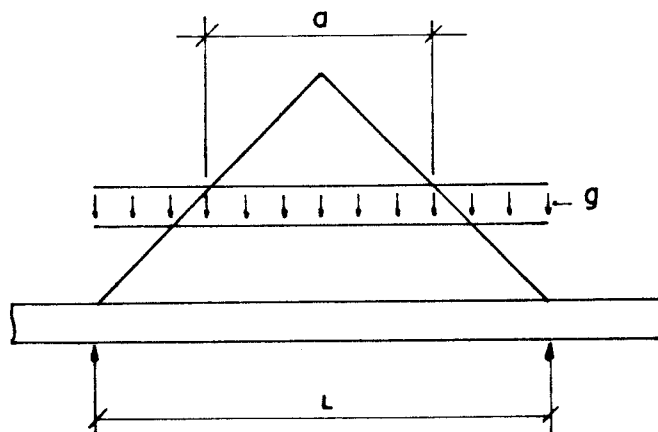
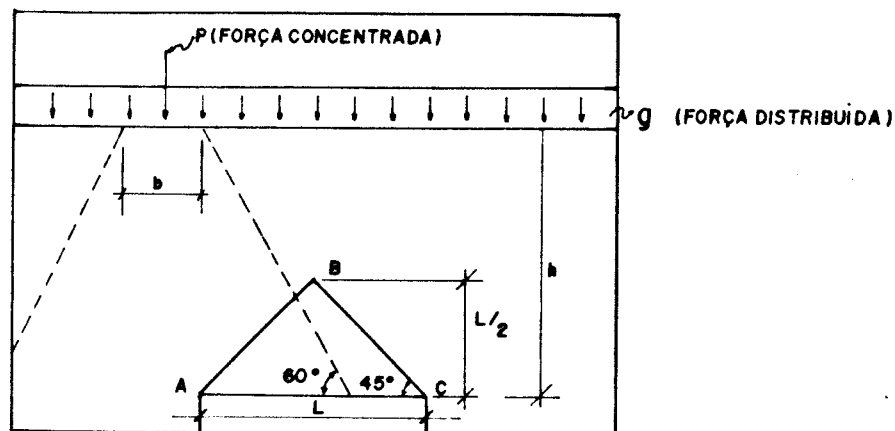


FIG. 3.16. CARGA DISTRIBUÍDA DENTRO DO TRIÂNGULO DE CARGA

Para forças concentradas sobre vergas de portas ou janelas, que se apliquem no interior ou na proximidade do triângulo de carga, é adotada uma distribuição a  $60^\circ$  (figura 3.17). Se a força concentrada ficar fora do triângulo, só deve ser considerada a carga uniformemente distribuída (g), dentro do vão da verga, conforme esquema da figura 3.17; à carga uniformemente distribuída há que se acrescentar o peso da alvenaria, situado dentro do triângulo sobre a verga (figura 3.17).

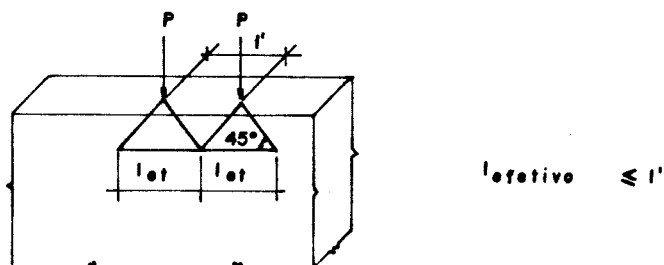


**FIG.3.17. FORÇA CONCÊNTRADA FORA DO TRIÂNGULO DE CARGA**

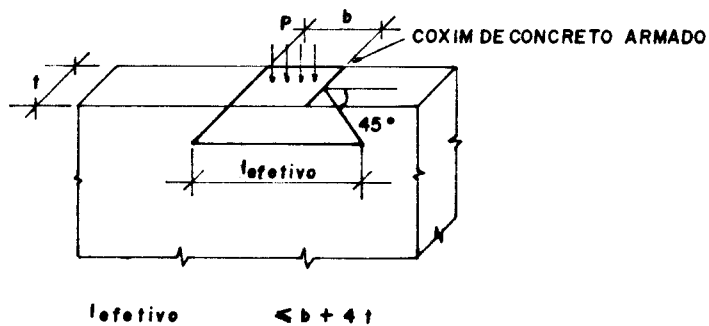
Supõe-se que pode ser considerado, na vizinhança superior da verga e da área de carga, um efeito de arco, desde que não exista nesta vizinhança, nenhuma abertura que destrua a continuidade da alvenaria.

PILARES - O cálculo dos elementos de alvenaria armada, solicitados à compressão axial excêntrica-

é feito em função das cargas de serviço, e das tensões admissíveis. Será considerada a seção transversal útil da alvenaria não revestida. Nas paredes com forças concentradas ou submetidas a forças parcialmente distribuídas, o comprimento da parede a ser considerado como pilar não deve exceder à distância de centro a centro entre forças (figura 3.18), nem a largura do apoio mais quatro vezes a espessura da parede (figura 3.19). Nestas condições, quando as armaduras das paredes resistentes são projetadas, montadas e ancoradas como se fossem um pilar, as tensões admissíveis devem ser aquelas dos pilares.



**FIG. 3.18. FORÇA CONCENTRADA**



**FIG. 3.19. FORÇA DISTRIBUÍDA**

### 3.8 ESTRUTURAS DE PLANTAS ASSIMÉTRICAS

Em estruturas assimétricas, surgem deslocamentos que ocasionam o aparecimento de ações adicionais nas paredes (figura 3.20.).

As equações necessárias para determinação dessas ações são apresentadas a seguir:

$$x_{ct} = \frac{\sum I_x \cdot x}{\sum I_x} \quad \text{e} \quad y_{ct} = \frac{\sum I_y \cdot y}{\sum I_y} \quad (3.8.1.);$$

$$m_t = P_x \cdot e_y \quad (3.8.2.);$$

$$D = \sum (I_x \cdot y^2 + I_y \cdot x^2) \quad (3.8.3.);$$

$$p_{x_i} = \frac{I_{y_i} \cdot y_i}{D} \cdot m_t \quad \text{e} \quad p_{y_i} = \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{D} \cdot m_t \quad (3.8.4.).$$

$x_{ct}$  e  $y_{ct}$  = posição do centro de torção (C.T.);

$I$  = momento de inércia da seção transversal da parede;

$x$  e  $y$  = distância da parede ao C.T.;

$P_x$  = ações horizontais;

$e_y$  = distância do C.G. ao C.T.;

$p_x$  e  $p_y$  = ações adicionais de rotação nas paredes que devem ser somadas as parcelas relativas a translação.

As ações finais serão a soma das parcelas relativas a translação e rotação.

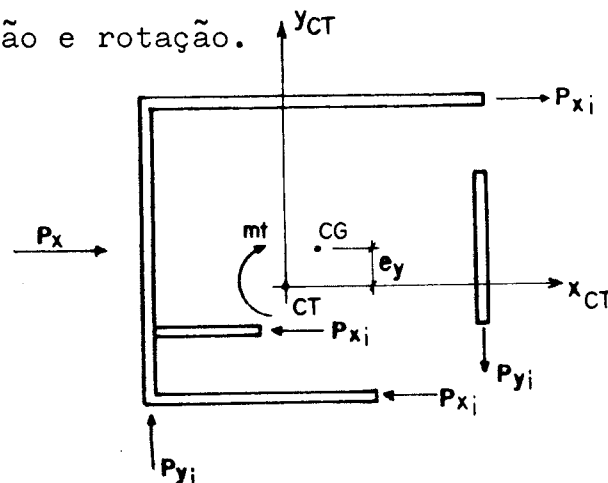


FIG. 3.20 ESTRUTURA ASSIMÉTRICA

## 4. PAREDES DE ALVENARIA

Os mais importantes elementos estruturais das alvenarias, são as paredes. Estes elementos são os responsáveis pela absorção das ações verticais e horizontais, além do seu peso e da ação do vento no próprio elemento.

Em função disso, deve-se analisar alguns aspectos importantes das paredes de alvenaria, cujo conhecimento será fundamental, quando for necessário dimensionar as paredes de alvenaria estrutural.

Quanto à absorção dos esforços, as alvenarias são divididas em três tipos<sup>[1']</sup> :

a) ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA: aquelas constituídas de blocos vazados de concreto, assentes com argamassa, e que contém armaduras apenas com finalidade construtiva ou, de amarração, não sendo esta armadura de amarração, considerada na absorção dos esforços calculados;

b) ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA: aquelas constituídas de blocos vazados de concreto, assentes com argamassa, no qual certas cavidades são preenchidas com graute, contendo armaduras suficientes para absorver os esforços calculados, além daqueles com finalidades construtivas ou de amarração;

c) ALVENARIA ESTRUTURAL PARCIALMENTE ARMADA: aquelas em que algumas paredes são constituídas segundo as recomendações da alvenaria armada, com blocos vazados de con -

creto assentes com argamassas, e que contém armadura localizada em algumas cavidades preenchidas com graute, para resistir aos esforços calculados, além daqueles com finalidade construtiva, ou de amarração, sendo as paredes restantes consideradas não armadas.

## 4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

### 4.1.1 ÁREA EFETIVA

No projeto das paredes de alvenaria, a área efetiva, para o cálculo das tensões, deve ser baseada na área líquida ou bruta, dependendo dos parâmetros disponíveis [17].

. ÁREA BRUTA - Área total da seção transversal (obtida a partir das dimensões externas da seção transversal).

. ÁREA LÍQUIDA - Área útil da seção transversal (obtida descontando-se da área bruta as áreas dos vazios).

Quando os vazios são enchidos com graute (de resistência mínima  $f_{gk} \geq 2 f_{bk}$ ), a área líquida coincide com a área bruta.

### 4.1.2 ALTURA EFETIVA DAS PAREDES

Considera-se como altura efetiva das paredes o seguinte [17]:



- se uma parede é travada na base e no topo, a sua altura efetiva deve ser a altura real da parede;
- se não é travada no topo e sim na base da parede, a sua altura efetiva deve ser duas vezes a altura da parede acima da sua base.

### 4.1.3 ESPESSURA EFETIVA DAS PAREDES

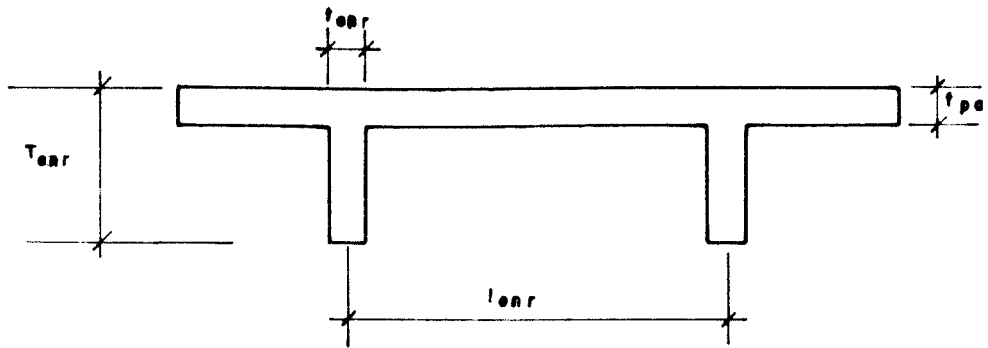
A espessura efetiva das paredes é - considerada das maneiras apresentadas a seguir:

a) a espessura efetiva de uma parede , sem enrijecedores, deve ser a sua espessura real, não se considerando os eventuais revestimentos;

b) a espessura efetiva de uma parede - com enrijecedores, deve ser calculada multiplicando-se a espessura real entre enrijecedores pelos coeficientes da tabela 4.1 (ver também figura 4.1) <sup>[1']</sup> .

Admite-se a interpolação entre os valores dos coeficientes da tabela 4.1, mas não a sua extrapolação fora dos limites dados.

Assim sendo, supondo ter-se uma parede enrijecida de acordo com a figura 4.2.



$$\frac{T_{enr}}{t_{pa}} = \frac{\text{TAMANHO DOS ENRIJECEDORES}}{\text{ESPESSURA DA PAREDE}} ; T_{enr} \leq 5 l_{enr}$$

FIG. 4.1. ESQUEMA DE UMA PAREDE COM ENRIJECEDORES

TAB. 4.1. PAREDE COM ENRIJECEDOR

$\frac{l_{enr}}{T_{enr}} = \frac{\text{ESPAÇAMENTO DO ENRIJECEDOR (DE CENTRO À CENTRO)}}{\text{LARGURA DO ENRIJECEDOR}}$	$\frac{T_{enr}}{t_{pa}} = 1$	$\frac{T_{enr}}{t_{pa}} = 2$	$\frac{T_{enr}}{t_{pa}} = 3$
6	1	1,4	2,0
8	1	1,3	1,7
10	1	1,2	1,4
15	1	1,1	1,2
20 OU MAIS	1	1,0	1,0

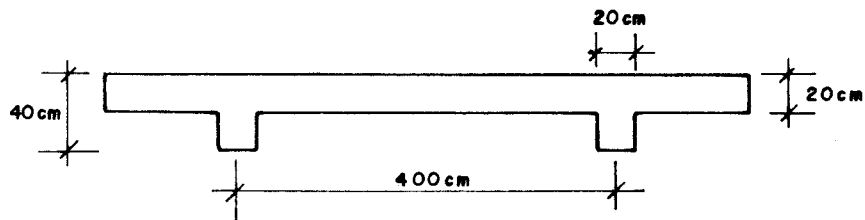


FIG. 4.2. EXEMPLO DE PAREDE ENRIJECIDA

Tem-se:

$$\frac{T_{\text{enr}}}{t_{\text{pa}}} = \frac{40}{20} = 2$$

e,

$$\frac{k_{\text{enr}}}{T_{\text{enr}}} = \frac{400}{40} = 10$$

Da tabela 4.1, tira-se o valor que deve ser multiplicado pela espessura da parede, para se ter a espessura da parede equivalente.

Da tabela 4.1 → 1,20

Logo, a espessura equivalente será:

$$1,20 \cdot t_{\text{pa}} = 1,20 \cdot 20 \text{ cm} = \underline{24 \text{ cm}}$$

#### 4.1.4 PAREDES DUPLAS

De acordo com o ACI 531<sup>[11]</sup> - sec 9 , pode-se ter paredes duplas ou compostas de duas ou mais faces independentes, solidarizadas entre si, por meio de conectores e enchimento dos espaços internos com graute. Quando pelo menos uma das faces for executada com materiais diferentes (tipo ou classe de bloco e/ou argamassa), a parede será chamada de mista.

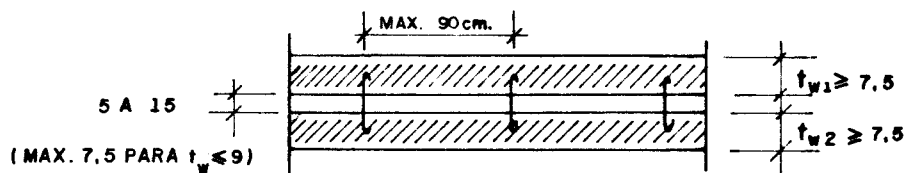
A espessura equivalente de uma parede-dupla será:

$$t = \frac{2}{3} (t_{w1} + t_{w2}), \text{ onde}$$

$t$  = espessura equivalente e

$t_{w1}$  e  $t_{w2}$  = espessuras das paredes

A figura 4.3 representa o esquema de uma parede dupla, com a limitação de suas dimensões em cm.

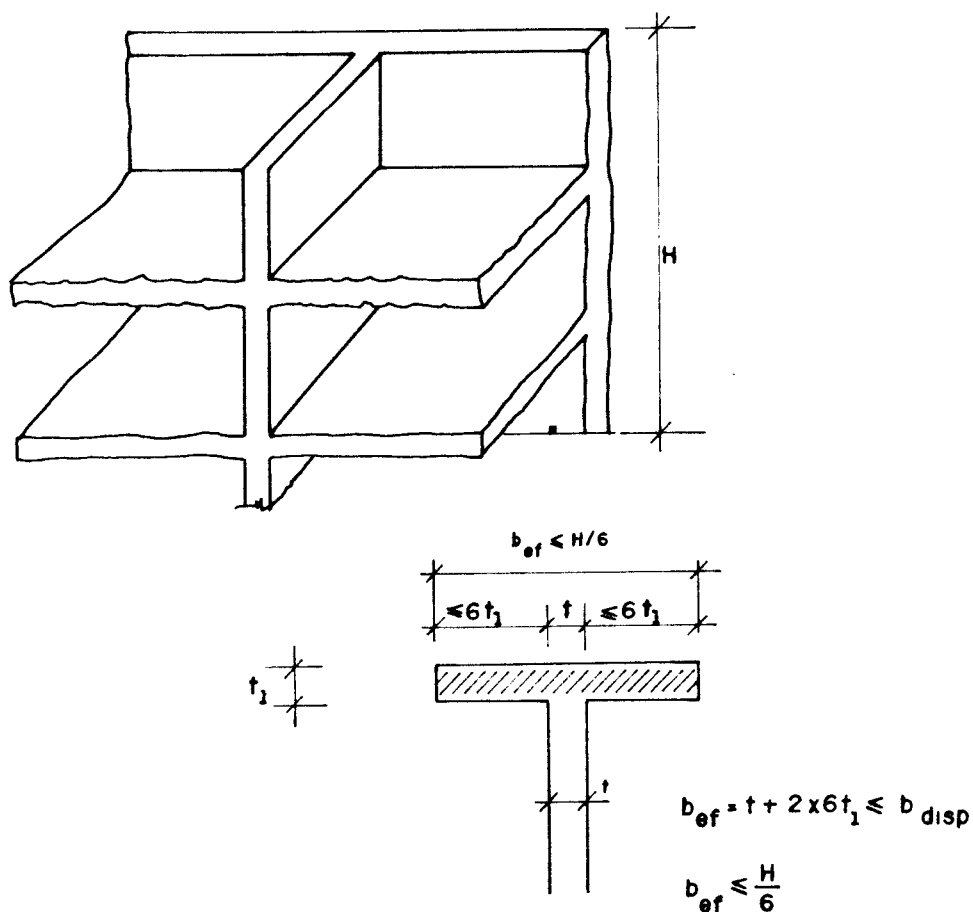


**FIG. 4.3. PAREDE DUPLA DE ALVENARIA E LIMITE DE DIMENSÕES**

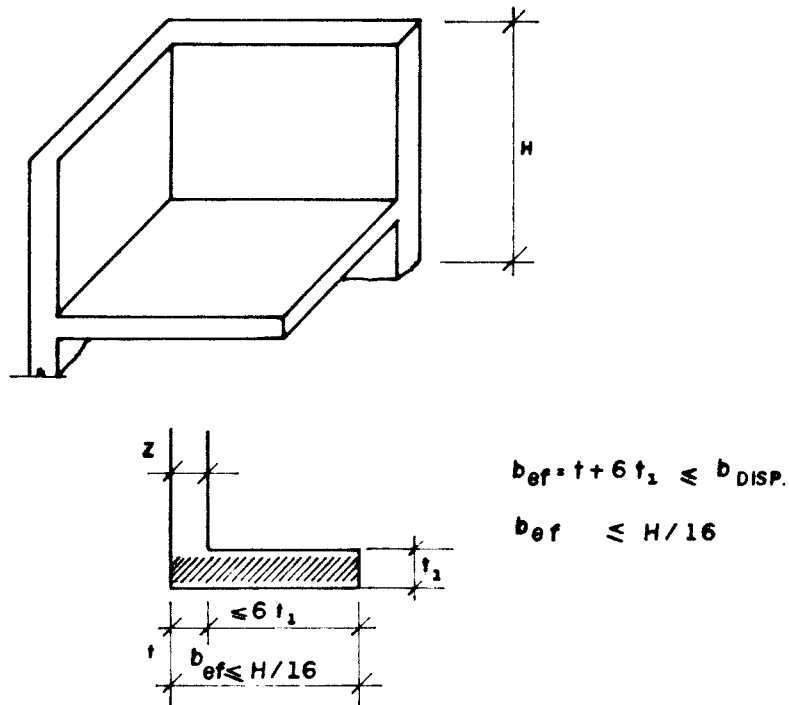
## 4.2 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Na interseção das paredes, para se calcular a rigidez relativa das mesmas, a fim de se distribuir os momentos fletores e esforços cortantes decorrentes do vento, uma hipótese adequada pode ser adotada; é o efeito de flange que, pode ser considerado. Para tanto é preciso que: uma parede intercepte outra ou várias, e que a largura da flange ou pilar-parede, não exceda a 1/6 da altura total da parede, acima do nível analisado; a largura para cada lado da flange ou pilar-parede, não exceder a 6 vezes a espessura da parede que a intercepta. Quan

do um pilar-parede intercepta uma parede ou paredes na forma de L ou  $\square$ , a largura das flanges que sobressaem, não deve exceder a 1/6 da altura total da parede, acima do nível analisado, nem seis vezes a espessura da parede interceptante - (Figura 4.5) <sup>[17]</sup>.



**FIG. 4.4. LARGURA DA FLANGE SEGUNDO O ACI 531  
SEC. 11.2.4. PARA SEÇÕES SIMÉTRICAS I • T**



**FIG.4.5. LARGURA DA FLANGE SEGUNDO O ACI 531  
SEC.11.2.4. PARA SEÇÕES ASSIMÉTRICAS C, L, Z, etc.**

### 4.3 ARMAÇÃO DAS ALVENARIAS

Quando existe armadura, algumas recomendações devem ser seguidas.

#### 4.3.1. ARMADURA MÍNIMA

As paredes resistentes devem ser armadas, com uma taxa de armadura não inferior a 0,2% da área bruta da parede (esta taxa é a soma das taxas de armaduras verticais e horizontais), e não mais do que 2/3 devem estar -

em uma direção e 1/3, pelo menos, na outra. A taxa de armadura em qualquer direção, não deve ser inferior a 0,07% da área bruta da parede<sup>[17]</sup>.

Pode-se então escrever:

$$\rho \geq 0,0007 \text{ em qualquer direção}$$

$$\rho \geq 0,0020 \text{ soma das taxas das armaduras (vertical + horizontal)}$$

#### 4.3.2 ESPAÇAMENTO DAS BARRAS

De acordo com o ACI 531<sup>[11]</sup> - sec 11.3, o espaçamento máximo entre as barras verticais, não deve ser superior a 12 vezes a espessura da parede ou 2,40 m, sempre obedecendo o menor dos dois valores. O mesmo critério deve ser seguido para as barras horizontais.

O produto dos espaçamentos das armaduras horizontais e verticais não pode ser maior que 3.

Em resumo, pode-se escrever:

$$e_v < 12 t \text{ ou } 2,40 \text{ m (espaçamento entre as barras verticais)}$$

$$e_h < 12 t \text{ ou } 2,40 \text{ m (espaçamento entre as barras horizontais)}$$

$$e_v \cdot e_h < 3,00 \text{ (} e_v, e_h \text{ em metros)}$$

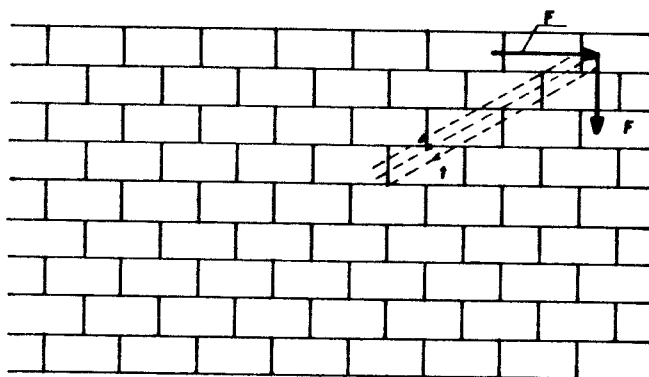
Quando se trata de parede de alvenaria armada, o espaçamento vertical não pode ser maior que 1,20 m, ou seja:

$$e_v < 1,20 \text{ m}$$

### 4.3.3 ARMADURAS OBRIGATÓRIAS

O ACI 531<sup>[11]</sup> - sec 11.3, também recomenda que sejam utilizadas armaduras obrigatórias em alguns locais das paredes, com o objetivo de:

- conferir homogeneidade às alvenarias;
- evitar o colapso, quando do aparecimento de cargas acidentais imprevisíveis;
- permitir a resistência ao efeito de treliça, que surge nas alvenarias, com a distribuição dos esforços (figura 4.6).



**FIG. 4.6. DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS NAS ALVENARIAS  
E O SURGIMENTO DO EFEITO DE TRELIÇA**

Essas armaduras deverão ser verticais, e serão colocadas (ver figura 4.7):

- em cada lado de qualquer abertura; 1
- nos cantos da parede; 2
- nas extremidades livres; 3
- nos cruzamentos de parede; 4



Também deverão ser horizontais, e serão colocadas:

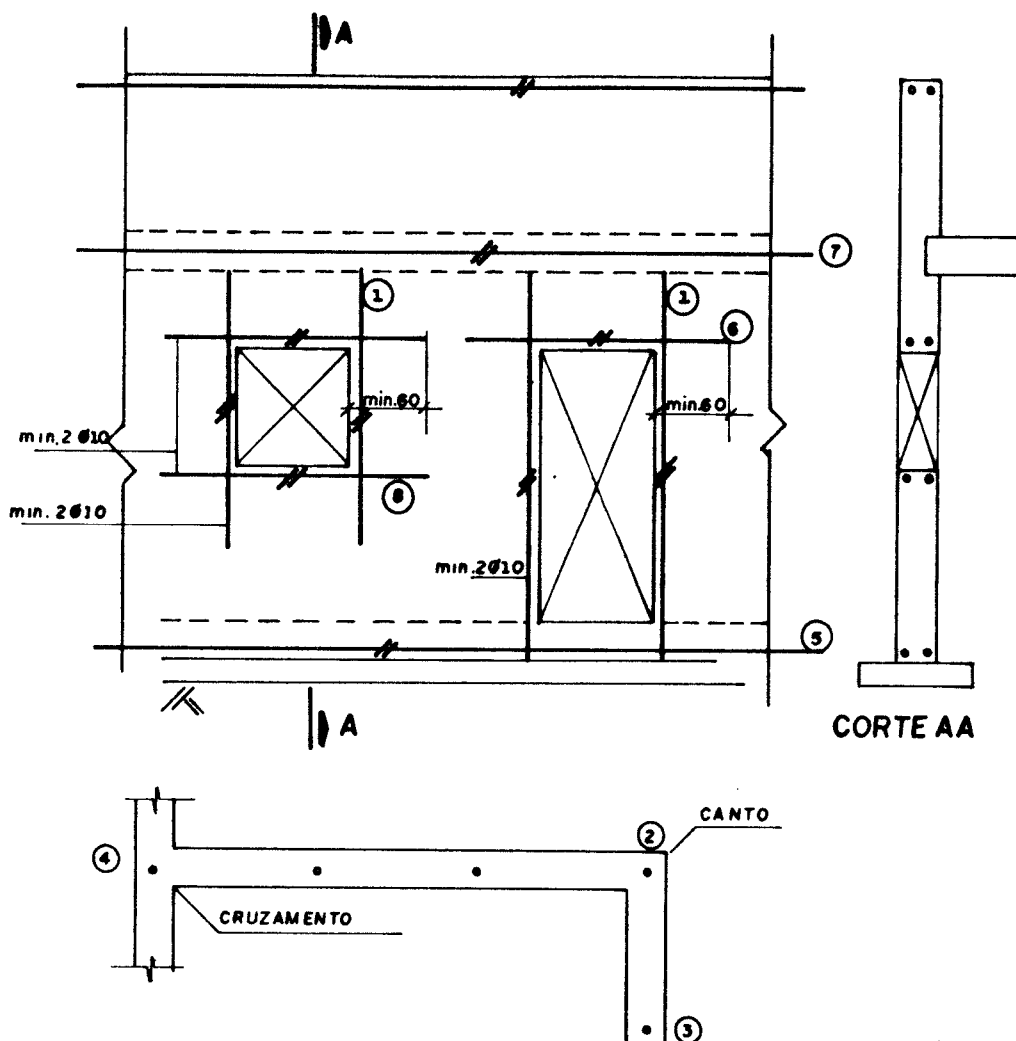
- no topo das fundações; 5
- no topo e na base de qualquer abertura; 6
- ao nível das lajes e tetos; 7
- no topo dos peitoris; 8
- nas juntas horizontais, espacadas de 0,40 m; nas paredes com junta a prumo.

Estas armaduras deverão ser compostas de 2 barras de 16 mm de diâmetro, quando se tratar de paredes armadas, e 1 barra de 12,50 mm, para as paredes não armadas. Estas especificações de diâmetro de armadura, são recomendações do ACI 531<sup>[11]</sup>, e é provável que seja um pouco elevada. Como no Brasil não ocorrem algumas solicitações a que são submetidas as construções nos Estados Unidos, tais como: terremoto, neve e furacões, pode-se recomendar como armadura obrigatória nas alvenarias o uso de 2 barras de 10 mm de diâmetro. Tem-se utilizado para edifícios baixos 1 barra de 8 mm horizontalmente e 1 barra de 10 mm verticalmente. Estes números tem dado resultado bastante positivo na prática<sup>[11]</sup>.

A figura 4.7, esquematiza a colocação de armaduras obrigatórias em painéis de alvenaria.

#### 4.4 MESA COLABORANTE

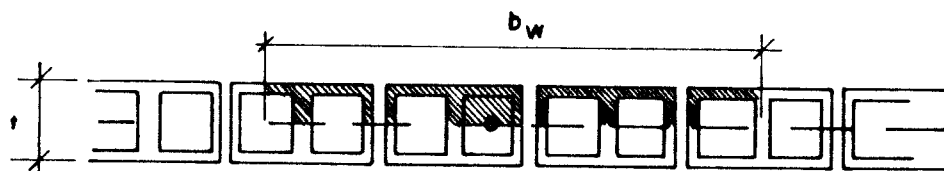
Ao se calcular as tensões devidas à flexão nas paredes, e se forem necessárias armaduras verticais, a largura colaborante efetiva considerada, não deve ser maior-



**FIG. 4.7. ESQUEMA DE ARMAÇÃO OBRIGATÓRIA NAS PAREDES DE ALVENARIA**

quê seis vezes a espessura da parede e não deve ultrapassar 120 cm, para alvenaria assentes com juntas alternadas. Para alvenaria assentes com juntas à prumo, a largura não deve ser superior a três vezes à espessura da parede ou 60 cm (Figura 4.8) [18].

No caso de cisalhamento horizontal, perpendicular à parede, a largura efetiva será a dimensão da célula ou vazio grauteado, mais as espessuras das paredes do bloco. Figura 4.9 [18].



$b_w \leq 6t$  (JUNTAS ALTERNADAS)

$b_w \leq 3t$  (JUNTAS À PRUMO)

FIG. 4.8. LARGURA COLABORANTE EM ALVENARIA ARMADAS SUBMETIDAS À FLEXÃO

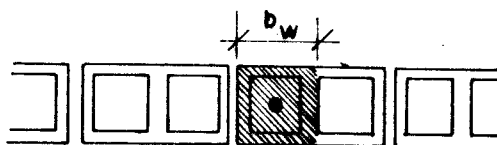


FIG. 4.9. LARGURA EFETIVA EM ALVENARIA ARMADAS SUBMETIDA A CISALHAMENTO PERPENDICULAR A PAREDE

## 4.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA

### 4.5.1 FÓRMULAS EMPÍRICAS

Como foi visto no item 2.3, em um anteprojetado de norma para cálculo de alvenaria estrutural, elaborado pelo Prof. LOBO CARNEIRO em 1968, foi apresentada uma relação entre a resistência da alvenaria ( $f_p$ ) e a resistência característica do bloco ( $f_{bk}$ ), expressa pela equação:

$$f_p = f_{bk} \frac{\alpha}{\alpha + 0,45} \quad (4.5.1)$$

onde:  $\alpha = \frac{f_{ak}}{f_{bk}}$  .

Não foi encontrada outra publicação - que apresentasse relações do tipo acima; e que envolvesse - também a resistência do graute (é de bastante interesse a a nálise da influência da resistência do graute, quando se li-da com alvenaria cheia).

Em função deste fato, o Instituto Bra-sileiro do Concreto (IBRACON), efetuou uma pesquisa objeti-vando quantificar a influência da resistência à compressão - dos constituintes nos índices de resistência da alvenaria es-trutural, dada pela resistência à compressão dos prismas - cheio e oco<sup>[\*]</sup> .

Feita a análise estatística dos resul-tados, esta mostrou sinais evidentes de que as variáveis não são correlacionadas. Portanto, para qualquer resistência de-argamassa, a resistência média dos prismas ocos não variou . Considerações sobre este fato foram melhor tratadas no ítem-2.3.

Em função disto a equação 4.5.1, pro- posta, deve ser interpretada com as devidas restrições e sua utilização não é recomendada.

#### 4.5.2 ATRAVÉS DAS NORMAS

As normas americanas relacionam a re- sistência do bloco e da argamassa com uma resistência mínima da alvenaria.

Estas relações tem por objetivo, ape -

nas orientar o projetista no sentido de se sugerir, em proje-  
to, o tipo de argamassa e o tipo de bloco a ser utilizado, a  
fim de se atingir determinada resistência na alvenaria.

Assim através da tabela 4.2, extraída-  
do ACI 531<sup>[11]</sup> - sec 4.3, pode-se retirar o valor da resis-  
tência à compressão da alvenaria, em função da resistência -  
à compressão do bloco e da argamassa.

**TAB. 4.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA**

$f_{bk}$	$f_p$	
	ARGAMASSA M e S	ARGAMASSA N
(MPa)	(MPa)	(MPa)
≥ 42	16,8	9,5
28	14	8,7
17,5	10,8	7,7
14	9,5	7
10,5	8,1	6
7	6,3	4,9

Os valores de  $f_{bk}$  e  $f_p$ , referem-se  
à area líquida; e os valores de  $f_p$  podem ser interpola-  
dos, mas não extrapolados.

#### 4.5.3 ENSAIO DO PRISMA

É o procedimento recomendado pelas nor

mas americanas, através da UBC sec 2404(c) 2, ACI 531<sup>[11]</sup> - sec 4.4 e da própria norma brasileira, na NBR 8215<sup>[19]</sup> .

A resistência é determinada diretamente em ensaios de prisma, que devem ser executados com antecedência, usando peças construídas com blocos e argamassa, - iguais aos que serão efetivamente usados na estrutura. A determinação da resistência média dos prismas ( $f_p$ ), seguirá os procedimentos da NBR 8215<sup>[19]</sup> , e será tratada no item 8.4.3 assim como o método de ensaio. A resistência à compressão do prisma, é que definirá a resistência à compressão da alvenaria.

O princípio de ensaio do prisma, é usado para determinar a resistência do conjunto de unidades da alvenaria, porque um conjunto de materiais diferentes, tais como: tijolos, blocos, argamassa de enchimento e assentamento, podem ter diferentes resistências e diferentes módulos de deformação longitudinal, sendo impossível predeterminar numericamente a performance de cada conjunto.

Atualmente o melhor método para determinar como trabalhará a alvenaria é testar um conjunto real da parede.

Para paredes, os prismas devem ter - 40 cm de altura e 40 cm de comprimento; a espessura e o tipo de amostra deverá, ser igual ao da parede em consideração.

Para colunas, os prismas devem ter - 40 cm de altura e não menos do que 20 cm x 20 cm em planta.

As figuras 4.10 e 4.11, mostram genericamente como é determinada a resistência à compressão em ensaios de prismas.

Exemplo 1 - Resistência a compressão - do prisma oco.

$P =$  carga aplicada no prisma = 550 kN

$S =$  área líquida do prisma =  $344 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$f_p =$  resistência à compressão do prisma

$$\text{como } f_p = \frac{P}{S}$$

Tem-se;

$$f_p = \frac{550}{344 \cdot 10^{-4}} = 16 \text{ MPa}$$

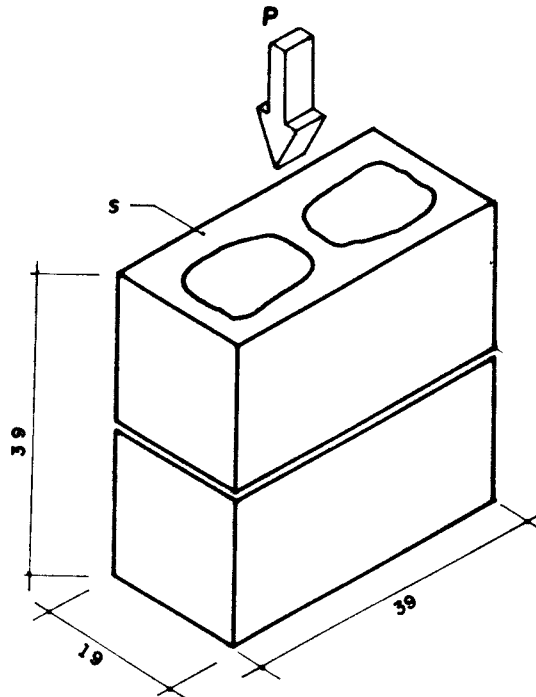


FIG. 4.10. ENSAIO DE COMPRESSÃO NO PRISMA ÔCO

Exemplo 2 - Resistência a compressão -  
do prisma cheio.

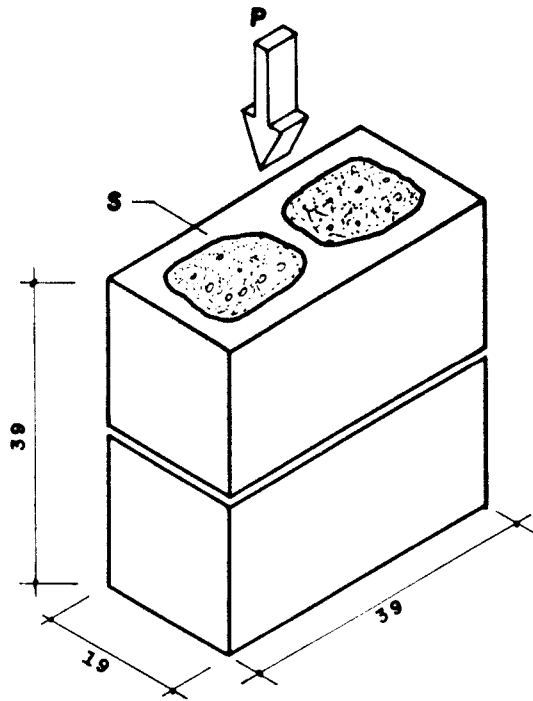
$P =$  carga aplicada no prisma = 1500 kN

$S =$  área bruta do prisma =  $741 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$f_p =$  resistência à compressão do prisma

Portanto tem-se:

$$f_p = \frac{P}{S} = \frac{1500}{741 \cdot 10^{-4}} = 20,20 \text{ MPa}$$



**FIG. 4.11. ENSAIO DE COMPRESSÃO NO PRISMA CHEIO**



## 5. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Para efeito de dimensionamento, utiliza-se como elementos estruturais básicos as paredes, as vigas e os pilares; abordando-se apenas estes, esta-se englobando todos os outros elementos estruturais que existem: cintas, vergas, coxins e enrijecedores, pois estes elementos complementares, - fazem parte ou tem comportamento semelhante aos anteriormente citados.

### 5.1 PAREDES

Existem algumas limitações nas dimensões das paredes portantes de blocos vazados de concreto, em função, da relação altura/espessura ( $h/t$ ), assim temos [17]:

$(h/t)_{\max} = 20$  e  $t_{\min} = 14$  cm, para paredes portantes e não armadas;

$(h/t)_{\max} = 30$  e  $t_{\min} = 14$  cm, para paredes portantes armadas.

É lógico que as paredes não estão limitadas apenas às condições acima, mas também às aquelas impostas pelas ações atuantes.

As paredes portantes estarão sujeitas, além das ações verticais permanentes e acidentais às ações horizontais oriundas do vento em suas laterais, que deverão ser consideradas. Estas ações produzem solicitações que devem ser acrescidas àquelas provenientes das ações verticais.

### 5.1.1 PAREDES NÃO ARMADAS

Quando a excentricidade resultante "e" não excede a 1/6 da espessura (t) nos blocos maciços, ou ao valor que produza tração nos componentes de blocos vazados, as tensões podem ser calculadas supondo-se a seção não fissurada. Os elementos de alvenaria não armada, quando submetidos às condições de carregamento combinados (flexão e compressão), devem satisfazer à seguinte relação [17] :

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1 \quad (5.1.1)$$

Onde:

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

$\bar{f}_{alv,c}$  - tensão de compressão admissível, calculada segundo 5.1.2, e que não deve exceder ao valor de 7 MPa [11];

$f_{alv,f}$  - tensão de compressão atuante,

devida à flexão;

$\bar{f}_{alv,f}$  - tensão de compressão admissível, devida à flexão, calculada segundo 5.1.4, e que não deve exceder ao valor de 8,4 MPa<sup>[11]</sup>.

A tensão axial atuante nas paredes portantes de alvenaria não armada, não deve exceder ao valor dado pela expressão<sup>[17]</sup> :

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 f_p \times R \quad (5.1.2)$$

Nesta expressão tem-se:

$f_p$  - resistência média dos prismas (a tensão de ruptura à compressão, que não deve exceder ao valor de 41,00 MPa)<sup>[11]</sup>.

R - fator de redução devido à altura da parede, que tem por valor<sup>[17]</sup> :

$$R = 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \quad (5.1.3)$$

Onde:

h - altura da parede em cm,

t - espessura da parede em cm.

A tensão de compressão devida à flexão nas paredes portantes de alvenaria não armada, não deve exceder ao valor dado pela expressão<sup>[11]</sup> :

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 \times f_p \quad (5.1.4)$$

Se a excentricidade virtual é tal que produza tração, as paredes devem ser dimensionadas de modo -

que [17] :

$$f_{alv,f} - 0,75 f_{alv,c} \leq \bar{f}_{alv,t} \quad (5.1.5)$$

Onde:

$\bar{f}_{alv,t}$  - tensão de tração admissível -  
na alvenaria não armada dada-  
pela tabela 5.1 (ver item 5.5)

### 5.1.2 PAREDES ARMADAS

As tensões axiais admissíveis em paredes resistentes com armadura mínima, como tratadas no item-4.3.1, não devem exceder ao valor determinado pela seguinte equação [17] :

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 \times f_p \times R \quad (5.1.6)$$

O cálculo das paredes de alvenaria armada, submetidas à flexão simples, é feito segundo as hipóteses básicas do método das tensões admissíveis; os componentes fletidos são calculados no Estádio II. Nestes cálculos, as hipóteses básicas são as seguintes [17] :

a) a seção que é plana antes de se fletir permanece plana após a flexão;

b) o módulo de deformação da alvenaria e da armadura permanecem constantes;

c) as armaduras são completamente en-  
volvidas pelo graute e pelos elementos constituintes da alve-  
naria, de modo que ambos trabalhem como material homogêneo ,

dentro dos limites das tensões admissíveis,

As paredes de alvenaria armada, submetidas a esforços combinados de flexão e compressão, devem ser calculadas segundo o item 5.4. .

### 5.1.3 PAREDES NÃO PORTANTES

As paredes não portantes poderão absorver pequenas parcelas das ações provenientes do forro ou da cobertura, entretanto estas não poderão exceder ao valor de  $3 \text{ kN/m}^{[2^0]}$  .

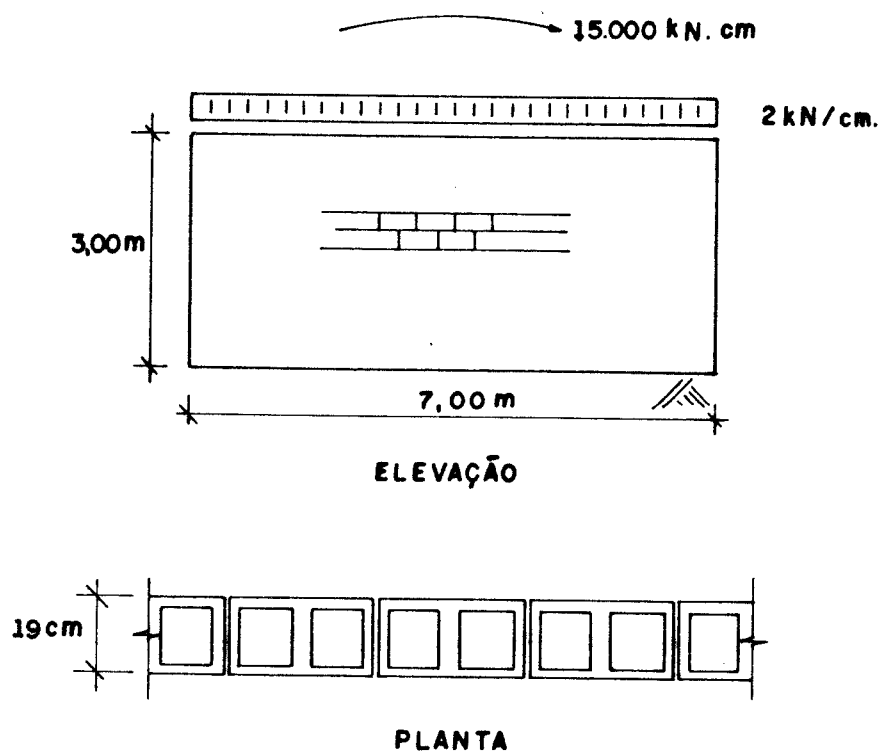
Estas paredes poderão estar sujeitas às ações do vento, e neste caso cabe no cálculo a verificação do momento fletor correspondente.

A limitação da relação altura/espessura é de  $(h/t) = 30$ , sendo permitido neste caso o uso de blocos de até 7 cm de largura  $^{[2^0]}$  e  $h/t = 48$  para paredes internas.

### 5.1.4 EXEMPLOS DE CÁLCULO

Em uma parede de blocos vazados de concreto, de altura  $h = 3,00 \text{ m}$ , largura  $l = 7,00 \text{ m}$  e espessura  $t = 19 \text{ cm}$ , submetida a esforços combinados de compressão axial e momento fletor, cujos valores são respectivamente  $2 \text{ kN/cm}$  e  $15.000 \text{ kN}\cdot\text{cm}$ , qual deve ser a resistência média do

prisma à compressão (figura 5.1) .



**FIG. 5.1.- ESQUEMA DA PAREDE DO EXEMPLO**

As características geométricas serão:

a) dos blocos

$$\text{Área bruta} \rightarrow A_{br} = 19 \times 39 = 741 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Área dos furos} \rightarrow A_f &= 2 \times 15 \times 12 = \\ &= 360 \text{ cm}^2 \text{ (bloco da Reago tipo 200-} \\ &\text{- 2011)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área líquida} \rightarrow A_{bl} &= A_{br} - A_f = 741 \\ &- 360 = 381 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

b) da parede

- momento de inércia da área líquida

da da parede:

$$I \approx \frac{t \times l^3}{12} \times \frac{A_{bl}}{A_{br}} \approx \frac{19 \times 700^3}{12} \times \frac{381}{741} \approx 2,7924 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

- área líquida por metro de parede:

$$A = \text{Área de dois blocos mais área de meio bloco} = 2 \times 381 + \frac{1}{2} \times 381 = 952,50 \text{ cm}^2$$

Após a determinação das características geométricas, calcula-se as tensões na base da parede.

- Tensão de compressão:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{200}{952,50} = 0,21 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão de flexão:

$$\sigma_f = \frac{M}{I} \times \frac{l}{2} = \frac{15.000}{2,7924 \times 10^8} \times \frac{700}{2} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

Como a parede é submetida às condições combinadas de carregamento, a equação 5.1.1 deve ser satisfeita, ou seja:

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1$$

Onde:

$$f_{alv,c} = \sigma_c = 0,21 \text{ kN/cm}^2 ;$$

$$f_{alv,f} = \sigma_f = 0,02 \text{ kN/cm}^2 .$$

Das equações 5.1.2 e 5.1.3 tem-se:

$$\begin{aligned} \bar{f}_{alv,c} &= 0,20 f_p \times \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] = 0,20 f_p \times \left[ 1 - \left( \frac{300}{40 \times 19} \right)^3 \right] = \\ &= 0,19 f_p \end{aligned}$$

E da equação 5.1.4, tem-se:

$$\bar{f}_{\text{alv},f} = 0,33 \times f_p$$

Logo, substituindo-se os valores na equação 5.1.1, tem-se:

$$\frac{0,21}{0,19 f_p} + \frac{0,02}{0,33 f_p} \leq 1.$$

Portanto:

$f_p \geq 1,165 \text{ kN/cm}^2$ , que é a resistência do prisma, referida à área líquida.

Suponha-se agora que a mesma parede seja submetida a apenas tensões axiais, seja armada e o graute colocado em um furo a cada metro. Neste caso, a resistência-média do prisma à compressão é calculada utilizando-se a equação 5.1.6, da seguinte forma:

$$\bar{f}_{\text{alv},c} = 0,225 \times f_p \times R,$$

Onde:

$$f_{\text{alv},c} = \frac{N}{A + \frac{A_f}{2}} = \frac{200}{952,50 + \frac{360}{2}} = 0,177 \text{ kN/cm}^2$$

E,

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] = \left[ 1 - \left( \frac{300}{40 \times 19} \right)^3 \right] = 0,938$$

Logo,

$$0,177 \leq 0,225 \times f_p \times 0,938 \text{ e}$$

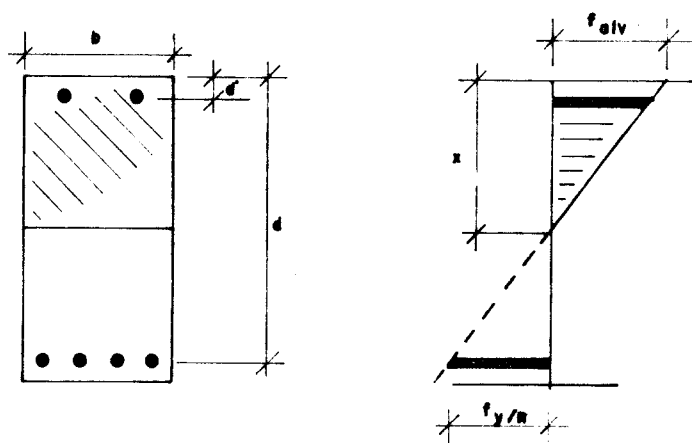
$f_p \geq 0,838 \text{ kN/cm}^2$ , que é a resistência do prisma, referida à área líquida.



## 5.2 VIGAS E VERGAS

As vigas e as vergas são elementos estruturais, que, geralmente, suportam tensões provenientes de momentos fletores.

O projeto e cálculo das vigas e vergas é baseado no princípio de que a alvenaria de blocos vazados de concreto, quando grauteado, comporta-se como um material homogêneo, similar ao concreto. Usa-se as teorias do concreto no estágio II, para seu dimensionamento (figura 5.2)<sup>[18]</sup>.



**FIG. 5.2. SEÇÃO DE UMA PEÇA DE CONCRETO E DIAGRAMA DE TENSÕES NO ESTÁDIO II**

As hipóteses de cálculo são as seguintes<sup>[22]</sup>:

- seções planas permanecem planas após a flexão (hipótese de Bernouilli);
- tensões são proporcionais às deformações (lei de Hooke);

- c) o módulo de deformação longitudinal permanece constante em toda a peça;
- d) a alvenaria não resiste à tração;
- e) o vão da peça é grande comparado com sua altura;
- f) existe uma homogeneidade dos elementos da alvenaria para sua formação;
- g) existe um equilíbrio das forças externas-com as internas;
- h) no centro de gravidade do aço é que passa a resultante da força de tração ou de compressão;
- i) a peça é uniforme e linear.

### 5.2.1 FLEXÃO SIMPLES DE SEÇÃO RETANGULAR

Usando as hipóteses de cálculo expostas e com o auxílio das condições de equilíbrio (figura 5.3):

- a) soma das forças internas e externas é igual a zero,

$$\sum N = 0$$

Portanto:

$$N_c + N_t = \int_{-h}^{+h} \sigma b dy = 0$$

ou

$$\int \sigma dA = 0$$

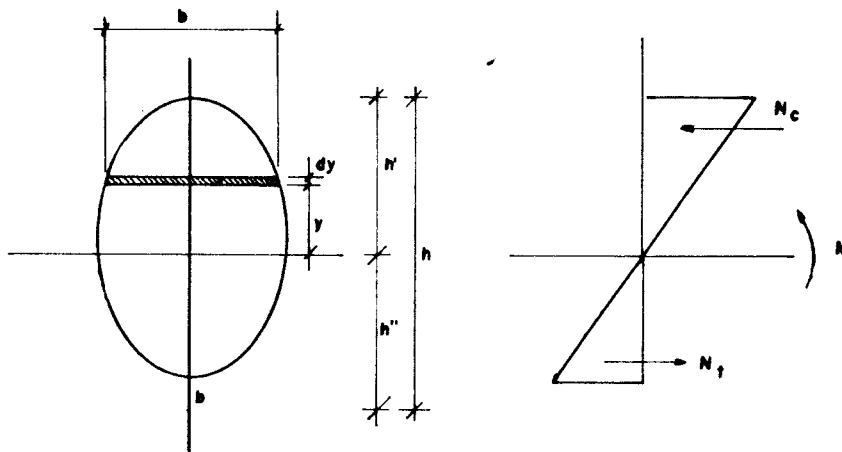


FIG. 5.3. CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO

b) soma dos momentos internos e externos é igual a zero, ou seja:

$$M_{int} = M_{ext} ,$$

equações estas que também são utilizadas no concreto armado; pode-se deduzir um conjunto de equações e a seguir tabelar - coeficientes para dimensionamento das seções.

As equações necessárias para o dimensionamento são as seguintes <sup>[18]</sup>:

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} , \quad (5.2.1)$$

$$m = \frac{\sigma_{st}}{f_{alv,f}} , \quad (5.2.2)$$

$$\beta_y = \frac{n}{m} , \quad (5.2.3)$$

$$\beta_x = \frac{x}{d} , \quad (5.2.4)$$

$$\beta_z = \frac{z}{d} = 1 - \frac{\beta_x}{3} , \quad (5.2.5)$$

$$K_{alv} = \frac{M}{b d^2 f_{alv,f}}, \quad (5.2.6)$$

$$K_d = \sqrt{\frac{1}{K_{alv}}} = \sqrt{\frac{b d^2 f_{alv,f}}{M}}, \quad (5.2.7)$$

$$nK_s = \frac{n M}{b d^2 \sigma_{st}} \quad e \quad (5.2.8)$$

$$n_p = \frac{n A_s}{b d} \quad (5.2.9)$$

Onde:

$E_s$  = módulo de deformação longitudinal do aço (MPa);

$E_{alv}$  = módulo de deformação longitudinal da alvenaria (MPa);

$\sigma_{st}$  = tensão normal de tração na armadura (MPa);

$f_{alv,f}$  = tensão de compressão atuante-devida à flexão (MPa);

$x$  = posição da linha neutra (cm);

$d$  = distância da armadura de tração à borda comprimida (altura útil) (cm);

$M$  = momento fletor atuante (kN.m);

$b$  = largura da peça (cm);

$A_s$  = área da armadura de tração (cm<sup>2</sup>).

Caso haja necessidade da utilização de uma armadura de compressão, deve-se acrescentar as seguintes equações [18] :

$$A_s = n_p \frac{b d}{n} + 1000 \frac{\Delta M}{(d-d') \sigma_{st}} \quad e \quad (5.2.10)$$

$$A'_s = 1000 \frac{\Delta M}{(d-d') \sigma_{st}} \times \frac{(d-x)}{(x-d')} \quad (5.2.11)$$

Onde:

$\Delta M = M - M_0$  = diferença de momento (kN.m);

$d'$  = distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de compressão na armadura longitudinal ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de um componente fletido, medida normalmente à linha neutra (cm);

$A'_s$  = área da seção transversal da armadura comprimida (cm<sup>2</sup>).

## 5.2.2 METODOLOGIA DO DIMENSIONAMENTO

Uma vez conhecidos os valores de  $\sigma_{st}$  e  $f_{alv,f}$ , calcula-se os valores de  $m$  e  $\beta_y$ . Com estes resultados e através da tabela 10.6, determina-se os valores de  $K_{alv}$  e  $n_p$ .

A seguir, calcula-se o valor de  $M_0$ , que é o valor do momento limite para uso de armadura simples e  $d_0$ , que é a altura para o aproveitamento total da seção.

Com esses valores, pode-se escolher qual dos quatro caminhos deve-se seguir, para conseguir a área da seção transversal da armadura necessária a fim de combater o momento fletor solicitante.

Esquemáticamente:

Dados  $\sigma_{st}$ ,  $f_{alv,f}$ ,  $m$ ,  $\beta_y$ ,  $K_{alv}$ ,  $n_p$

Dados  $b$ ,  $d$ ,  $M_0 = K_{alv} b d^2 f_{alv,f}$  (momento limite-para armadura simples);

$$d_o = K_d \sqrt{\frac{M}{b f_{alv,f}}} \quad (\text{altura para aproveitamento total}).$$

1º CASO - São conhecidos os valores de  $b$ ,  $M$ ,  $\bar{\sigma}_{st}$ ,  $\bar{f}_{alv,f}$  e  $M_o > M$ ; pede-se  $A_s$ ,  $f_{alv,f}$  e  $\sigma_{st}$ .

Solução: adota-se  $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st}$  e calcula-se o valor de  $nK_s$ ; com estes valores, entra-se na tabela 10.6, e obtém-se os valores de  $n_p$  e  $\beta_y$ ; em função desses valores, calcula-se a área da seção transversal da armadura  $A_s$ , através da equação 5.2.9; após, verifica-se o valor de  $f_{alv,f}$  (através da eq. 5.2.6), que não pode exceder ao admissível.

Esquemáticamente:

Dados  $b$ ,  $M$ ,  $\bar{\sigma}_{st}$ ,  $\bar{f}_{alv,f}$ ,  $d > d_o$  + pede-se  $A_s$ ,  $f_{alv,f}$ ,  $\sigma_{st}$ .

Solução: adotar  $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} + nK_s \tan n_p$ ,  $\beta_y$

$$A_s = n_p \frac{b d}{n}$$

$$f_{alv,f} = \beta_y \frac{\sigma_{st}}{n} < \bar{f}_{alv,f}$$

Exemplo: em uma viga de seção transversal 19 cm x 29 cm (figura 5.5), são dados:

$$f_p = 8 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}; M = 1 \text{ kN.m e } d = 23 \text{ cm}$$

- 1ª verificação se  $M_o > M$ ; solução:

Da equação 5.1.4

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \cdot 8 = 2,64 \text{ MPa}$$

Da tabela 5.2

$$E_{\text{alv}} = 1000 f_p = 1000 \cdot 8 = 8.000 \text{ MPa}$$

A seguir, calcula-se os valores de:

$$m = \frac{\sigma_{\text{st}}}{f_{\text{alv},f}} = \frac{165}{2,64} = 62,50, \text{ da equação 5.2.2 ;}$$

$$n = \frac{E_s}{E_{\text{alv}}} = \frac{210.000}{8.000} = 26,25, \text{ da equação 5.2.1 e}$$

$$\beta_y = \frac{n}{m} = \frac{26,25}{62,50} = 0,42, \text{ da equação 5.2.3.}$$

Da tabela 10.6, tira-se os valores de:

$$K_{\text{alv}} = 135 \times 10^{-6} \text{ e}$$

$$n_p = 643 \times 10^{-4}$$

Da equação 5.2.6,

$$M_o = K_{\text{alv}} b d^2 f_{\text{alv},f} = 135 \times 10^{-6} \cdot 19 \cdot 23^2 \cdot 2,64 =$$

= 3,58 kN.m, que é maior que o momento solicitante de 1 kN.m e, portanto, só armadura de tração é suficiente ; assim, pode-se determinar a área da armadura necessária.

Da equação 5.2.8, e adotando  $\sigma_{\text{st}} = \bar{\sigma}_{\text{st}}$

$$nK_s = \frac{n M}{b d^2 \sigma_{\text{st}}} = \frac{26,25 \times 1,00}{19 \cdot 23^2 \cdot 165} = 158 \times 10^{-7}$$

Da tabela 10.6, tira-se os valores de:

$$n_p = 173 \times 10^{-4} \text{ e } \beta_y = 0,204$$

Da equação 5.2.9

$$A_s = \frac{\bar{n}_p b d}{n} = \frac{173 \times 10^{-4} \times 19 \cdot 23}{26,25} = 0,288 \text{ cm}^2$$

- 2ª verificação

$$\text{Se: } f_{\text{alv},f} < \bar{f}_{\text{alv},f}$$

$$f_{alv,f} = \frac{\beta_y \sigma_{st}}{n} = \frac{0,204 \times 165}{26,25} = 1,28 \text{ MPa,}$$

que é menor que o valor de

$$\bar{f}_{alv,f} = 2,64 \text{ MPa}$$

2º CASO - São conhecidos os valores de  $b$ ,  $M$ ,  $\bar{\sigma}_{st}$ , e  $\bar{f}_{alv,f}$ , e  $M_o < M$ , pede-se  $A_s$ ,  $f_{alv,f}$ , e  $\sigma_{st}$ .

É um típico caso onde deve-se utilizar armaduras de tração e compressão.

1ª Solução - Segue-se a mesma sequência utilizada no 1º caso. Esta solução não deve ser adotada, pois leva à uma seção super-armada. O aconselhável então é utilizar a 2ª solução ou aumentar a altura útil da peça.

Esquemáticamente:

Dados  $b$ ,  $M$ ,  $\bar{\sigma}_{st}$ ,  $\bar{f}_{alv,f}$ ,  $d < d_o$  + pede-se  $A_s$ ,  $f_{alv,f}$ ,  $\sigma_{st}$

Adotar  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f} + K_{alv} + n_p \cdot \beta_y$

$$A_s = n_p \frac{bd}{n}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{\bar{f}_{alv,f}}{\beta_y} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{não deve ser usada pois leva à seção superarmada})$$

2ª Solução - Adota-se  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f}$  e  $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st}$  calcula-se o valor de  $m$  e  $\beta_y$ ; com estes valores, tira-se da tabela 10.6, os valores de  $K_{alv}$ ,  $n_p$  e  $\beta_x$ . Em função desses parâmetros, calcula-se os valores da diferença do momento  $\Delta M$ , que deverá ser absorvido pela armadura de compressão, e a posição da linha neutra  $x$ .

$$\Delta M = M - M_o \quad \text{e} \quad x = \beta_y \cdot d$$



A seguir, acha-se as áreas da seção das armaduras de tração  $A_s$  e de compressão  $A'_s$ .

$$A_s = n \rho \frac{b d}{n} + 1000 \frac{\Delta M}{(d - d') \sigma_{st}}$$

$$A'_s = 1000 \frac{\Delta M}{(d - d') \sigma_{st}} \times \frac{(d - x)}{(x - d')}$$

Esquemáticamente:

Adotar  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f}$

$$\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} \rightarrow n, \beta_y \text{ tab } K_{alv}, n_\rho, \beta_x$$

$$M_o = b d^2 \bar{f}_{alv,f} \cdot K_{alv}$$

$$\Delta M = M - M_o \text{ e } x = \beta_x \cdot d$$

$$A_s = n \rho \frac{bd}{n} + 1000 \frac{\Delta M}{(d-d') \sigma_{st}}$$

$$A'_s = 1000 \frac{\Delta M}{(d - d') \sigma_{st}} \cdot \frac{d - x}{x - d'}$$

(armadura dupla)

Exemplo: em uma viga de seção transversal 19 cm x 29 cm (figura 5.5), são dados:

$$f_p = 8 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}, M = 5 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ e } d = 23 \text{ cm}$$

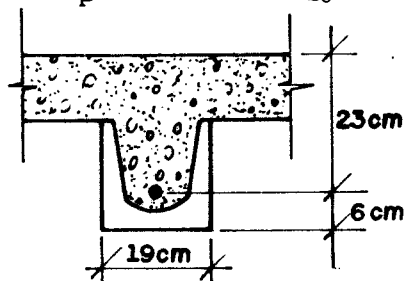


FIG.5.4. VIGA DO EXEMPLO

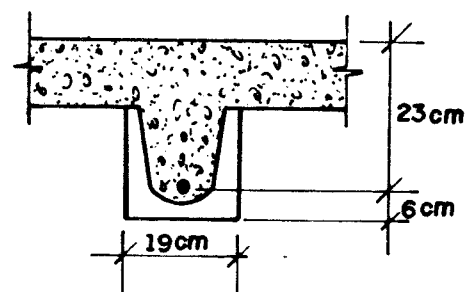


FIG.5.5. VIGA DO EXEMPLO

1ª Verificação se  $M_o > M$ , solução:

Da equação 5.1.4

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \cdot 8 = 2,64 \text{ MPa}$$

A seguir, calcula-se os valores de:

$$m = \frac{\sigma_{st}}{f_{alv,f}} = \frac{165}{2,64} = 62,50, \text{ da equação 5.2.2,}$$

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} = \frac{210.000}{8.000} = 26,25 \text{ da equação 5.2.1 e}$$

$$\beta_y = \frac{n}{m} = \frac{26,25}{62,50} = 0,42, \text{ da equação 5.2.3}$$

Da tabela 10.6, tira-se os valores de:

$$K_{alv} = 135 \times 10^{-6} \quad \text{e} \quad n_p = 643 \times 10^{-4}$$

Da equação 5.2.6,

$$M_o = K_{alv} b d^2 f_{alv,f} = 135 \times 10^{-6} \cdot 19 \cdot 23^2 \cdot 2,64 =$$

= 3,58 kN.m, que é menor que o momento solicitante de 5 kN.m e, portanto, há necessidade de se colocar armadura de compressão.

1ª Solução - adota-se  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f} = 2,64 \text{ MPa}$

Da equação 5.2.6,

$$K_{alv} = \frac{M}{b d^2 f_{alv,f}} = \frac{5}{19 \cdot 23^2 \cdot 2,64} = 188 \times 10^{-6}$$

Da tabela 10.6, tira-se os valores de:

$$n_p = 1800 \times 10^{-4} \quad \text{e} \quad \beta_y = 0,808$$

Da equação 5.2.9,

$$A_s = \frac{n_p b d}{n} = \frac{1800 \times 10^{-4} \times 19 \times 23}{26,25} = 2,99 \text{ cm}^2$$

2ª verificação se  $f_y < \sigma_s$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{\bar{f}_{alv,f}}{\beta_y} = 26,25 \times \frac{2,64}{0,808} = 85,76 \text{ MPa, que é}$$

menor que o valor de  $\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$

2ª Solução - adota-se  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f} = 2,64 \text{ MPa}$  e  $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$

Com o valor de  $\beta_y = 0,42$ , tira-se da - tabela 10.6 o valor de  $\beta_x = 0,30$ .

A seguir, calcula-se os valores de:

$$\Delta M = M - M_0 = 5 - 3,58 = 1,42 \text{ kN.m e}$$

$$x = \beta_x \cdot d = 0,30 \times 23 = 6,9 \text{ cm}$$

Da equação 5.2.10,

$$A_s = n_p \frac{b d}{n} + 1000 \frac{\Delta M}{(d-d') \sigma_{st}} = 643 \times 10^{-4} \times \frac{19 \times 23}{26,25} + \frac{1000 \cdot 1,42}{(23 - 2) 165} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Da equação 5.2.11,

$$A'_s = 1000 \frac{\Delta M}{(d-d') \sigma_{st}} \times \frac{(d-x)}{(x-d')} = \frac{1000 \times 1,42}{(23-2) 165} \times \frac{(23 - 6,9)}{(6,9 - 2,0)} = 1,346 \text{ cm}^2$$

3º CASO - São conhecidos os valores de

$\underline{b}$ ,  $\underline{M}$ ,  $\underline{\sigma}_{st}$  e  $\underline{\bar{f}}_{alv,f}$  e pede-se para calcular os valores de  $\underline{d}$ ,  $\underline{A}_s$ ,  $\underline{f}_{alv}$  e  $\underline{\sigma}_{st}$ . Serve para determinar a altura útil da seção [10].

Solução - Adota-se  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f}$  e  $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st}$ ; calcula-se os valores de  $\underline{n}$  e  $\underline{\beta}_y$ ; com estes dados, tira-se da tabela 10.6 os valores de  $K_d$  e  $n_p$ .

A seguir com as equações 5.2.7 e 5.2.9,

calcula-se os valores de  $\underline{d}$  e da área de armadura  $\underline{A_s}$ . Neste caso, está se utilizando ao máximo as tensões, com mínima altura da peça.

Esquemáticamente:

Dados  $b, M, \bar{\sigma}_{st}, \bar{f}_{alv,f}$  pede-se  $d, A_s, f_{alv,f}, \sigma_{st}$

Solução - adotar  $f_{alv,f} = \bar{f}_{alv,f}$

$$\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} + n, \beta_y \text{ tab } K_d, n_p$$

$$d = d_o = K_d \sqrt{\frac{M}{b f_{alv,f}}}$$

$$A_s = n_p \frac{b d}{n}$$

(corresponde ao aproveitamento total - das tensões com a altura mínima e armadura simples).

4º CASO - São conhecidos os valores de  $\underline{b}, \underline{d}, \underline{M}, \bar{f}_{alv,f}, \bar{\sigma}_{st}$  e  $\underline{A_s}$  e pede-se para calcular os valores de  $\sigma_{st}$  e  $f_{alv,f}$  [1º].

Solução - Adota-se  $n = \frac{E_s}{1000 \bar{f}_{alv,f}}$  e calcula-se o valor de  $n_p$ ; da tabela 10.6, determina-se  $K_{alv}$  e  $nK_s$ . A seguir determina-se as tensões na alvenaria ( $f_{alv,f}$ ) e no aço ( $\sigma_{st}$ ), que não devem exceder aos valores das tensões admissíveis, ou seja:

$$f_{alv,f} = \frac{M}{b d^2 K_{alv}} \leq \bar{f}_{alv,f} \quad e$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M}{b d^2 nK_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Esquemáticamente:

Dados  $b, d, M, \bar{f}_{alv,f}, \bar{\sigma}_{st}, A_s$  → pede-se  $f_{alv,f}, \sigma_{st}$

$$\text{Adotar } n = \frac{E_s}{1000 \bar{f}_{alv,f}} + n_p = \frac{n A_s}{b d} \xrightarrow{\text{tab}} K_{alv}, nK_s$$

$$f_{alv,f} = \frac{M}{b d^2 K_{alv}} \leq \bar{f}_{alv,f}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M}{b d^2 n K_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

(tratando-se de uma verificação as desigualdades devem ser satisfeitas).

### 5.2.3. CISALHAMENTO

As peças fletidas, constituídas de blocos vazados de concreto, podem não ser armadas para combater aos esforços de cisalhamento, desde que as tensões não ultrapassem o valor de<sup>[[1]]</sup> :

$$\tau_{alv} \leq 0,09 \sqrt{f_p} \quad (5.2.12)$$

Onde,  $\tau_{alv}$  tensão de cisalhamento, - não deve exceder ao valor de 0,35 MPa<sup>[[1]]</sup> .

O máximo valor da tensão de cisalhamento a que pode ser submetida uma peça fletida, constituída de blocos vazados de concreto é<sup>[[1]]</sup> :

$$\tau_{alv} \leq 0,25 \sqrt{f_p} \leq 1,00 \text{ MPa} \quad (5.2.13)$$

Nos elementos de alvenaria, solicitados por esforço cortante horizontal, a tensão de cisalhamento de referência é calculada pela equação<sup>[11]</sup> :

$$\tau_{alv} = \frac{V}{d \cdot t} \quad (5.2.14)$$

Onde:

V = esforço cortante horizontal atuante, correspondente às ações de serviço sem majoração (kN) .

d = altura útil da viga ou largura da parede (cm).

t = espessura efetiva (cm).

A área das barras que funcionam como estribos pode ser calculada pela equação<sup>[11]</sup> :

$$A_{sw} = 10 \frac{V \cdot s}{\bar{\sigma}_{st} \cdot d} \quad (5.2.15)$$

Onde:

V = esforço cortante(kN).

s = espaçamento entre os estribos (cm).

$\bar{\sigma}_{st}$  = tensão admissível do aço dos estribos (MPa).

d = altura útil das vigas ou parede(cm).

Quando as condições permitem o uso de barras dobradas, a área necessária deve ser calculada pela seguinte equação<sup>[11]</sup> :

$$A_{sw} = 10 \cdot \frac{V}{\bar{\sigma}_{st} \cdot \sin \hat{\alpha}} \quad (5.2.16)$$

Quando as condições permitem o uso de estribos inclinados, a área necessária da armadura transversal deve ser calculada pela equação<sup>[11]</sup> :

$$A_{sw} = 10 \cdot \frac{V \cdot s}{\bar{\sigma}_{st} \cdot d \cdot \text{sen } \alpha} \quad (5.2.17)$$

Onde:

$\alpha$  = ângulo de inclinação das barras

1º Exemplo: Em uma viga de seção transversal 19 cm x 19 cm, são dados:

$$V = 5 \text{ kN}, f_p = 8 \text{ MPa}, d = 13 \text{ cm}$$

1ª Verificação - se há necessidade de armadura. Da equação 5.2.14, calcula-se a tensão de cisalhamento:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{d \cdot t} = \frac{5}{13 \cdot 19} = 0,02 \text{ kN/cm}^2 = 0,2 \text{ MPa}$$

Da equação 5.2.12, calcula-se a tensão de cisalhamento máximo, para não se armar a peça:

$$\tau_{alv} = 0,09 \sqrt{f_p} = 0,09 \sqrt{8} = 0,25 \text{ MPa}$$

Portanto, como a tensão atuante é menor que a máxima permitida, não há necessidade de armadura.

2º Exemplo: Em uma viga de seção transversal 19 cm x 39 cm, são dados:

$$V = 35 \text{ kN}, f_p = 8 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa} \text{ e } d = 33 \text{ cm}$$

1ª Verificação - se há necessidade de armadura. Da equação 5.2.14, calcula-se a tensão de cisalhamento:

$$\tau_{alv} = \frac{V}{d \cdot t} = \frac{35}{33 \cdot 19} = 0,056 \text{ kN/cm}^2 = 0,56 \text{ MPa}$$

Da equação 5.2.12, calcula-se a tensão de cisalhamento máximo, para não se armar a peça:

$$\tau_{alv} = 0,09 \sqrt{f_p} = 0,09 \sqrt{8} = 0,25 \text{ MPa}$$

Portanto, como a tensão atuante é maior que a máxima permitida, há necessidade de armadura.

Da equação 5.2.13, calcula-se a tensão de cisalhamento máxima:

$$\tau_{alv} = 0,25 \sqrt{f_p} = 0,25 \sqrt{8} = 0,71 \text{ MPa}$$

Como a tensão atuante é menor que a admissível, com a equação 5.2.15, calcula-se a área das barras que funcionarão como estribos.

$$A_{sw} = 10 \cdot \frac{V s}{\sigma_s d} = \frac{10 \cdot 35 \cdot s}{165 \cdot 33} = 0,064 \cdot s \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Logo, a armadura de cisalhamento deve ter seção transversal com área maior que  $0,064 \cdot s \text{ cm}^2/\text{cm}$ .

#### 5.2.4 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Deve-se levar em consideração algumas prescrições de caráter construtivo, quanto à armação de vigas e vergas.

A armadura mínima longitudinal, não deverá ser menor do que um dos dois valores<sup>[10]</sup>:

$$A_{smin} = \begin{cases} \rho_{min} \cdot b \cdot d \\ 1,33 A_{scal} \end{cases} \quad (5.2.18)$$

Onde



$$\rho_{\min} = \frac{7}{f_y} \leq \begin{cases} \text{CA 50} - 0,0014 \\ \text{CA 40} - 0,0018 \\ \text{CA 32} - 0,0022 \\ \text{CA 25} - 0,0028 \end{cases}$$

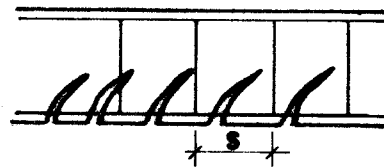
A taxa de armadura mínima para as barras transversais não pode ser inferior a 0,10%, logo<sup>[11]</sup> :

$$A_{sw_{\min}} = 0,001 \cdot b \cdot s \text{ (cm}^2\text{/cm)} \quad (5.2.19)$$

Os espaçamentos máximos para as barras transversais serão os seguintes<sup>[11]</sup> :

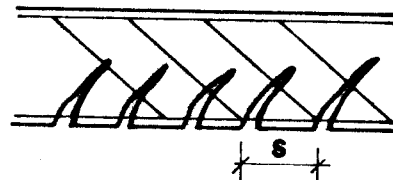
a. para barras à 90°

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



b. para barras inclinadas

$$s \leq \begin{cases} d \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



Em vigas de maior altura, é conveniente o emprego de estribos (mínimo construtivo) e porta-estribos.

### 5.3 PILARES

Existem algumas limitações nas dimensões dos pilares de blocos vazados de concreto, em função da relação-altura/espessura (h/t), assim tem-se<sup>[17]</sup> :

$(h/t)_{\max} = 20$  e  $t_{\min} = 19$  cm, para pilares não armados;

$(h/t)_{\max} = 30$  e  $t_{\min} = 19$  cm, para pilares armados.

Quanto à altura efetiva dos pilares, considere-se o seguinte <sup>[17]</sup> :

a) se um pilar dispõe de travamentos laterais na direção dos eixos principais, nas suas extremidades, a altura efetiva deve ser a altura do pilar ou enrijecedor;

b) se um pilar dispõe de travamentos laterais na sua base, e numa das direções dos eixos principais no seu topo, a sua altura efetiva será :

- na direção do travamento no topo do pilar, a altura entre os apoios,

- na direção que não dispõe de travamento no topo do pilar, o dobro da altura acima da sua base.

Quanto à espessura efetiva de um pilar, ela deve ser sua espessura real não considerando os eventuais revestimentos <sup>[17]</sup> .

### 5.3.1 PILARES NÃO ARMADOS

As cargas axiais admissíveis (em kN) , nos pilares de alvenaria não armada, devem ser calculadas pela equação <sup>[17]</sup> :

$$P_{\text{adm}} = 0,018 \cdot f_p \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 t} \right)^3 \right] \cdot A \quad (5.3.1)$$

Onde:

$f_p$  = resistência média dos prismas (MPa)

$h$  = altura efetiva (cm)

$t$  = espessura efetiva (cm)

$A$  = área líquida (cm<sup>2</sup>)

Exemplo - Em um pilar de seção transversal 19 cm x 39 cm, são dados:

$$f_p = 8 \text{ MPa}; h = 3,00 \text{ m}; t = 19 \text{ cm e } A = 381 \text{ cm}^2$$

Da equação 5.3.1

$$\begin{aligned} P_{adm} &= 0,018 \cdot f_p \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 t} \right)^3 \right] \cdot A = \\ &= 0,018 \cdot 8 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{300}{40 \cdot 19} \right)^3 \right] \cdot 381 = \\ &= 51,49 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Observação: os pilares de alvenaria, quando submetidos às condições de ações combinadas devem satisfazer a equação de interação 5.1.1. Os momentos fletor-resultantes de excentricidade das cargas e das condições de engastamento, devem ser considerados no projeto<sup>[17]</sup>.

### 5.3.2 PILARES ARMADOS

As cargas axiais admissíveis (em kN) - nos pilares não devem exceder a<sup>[17]</sup>:

$$P_{adm} = \frac{A_{br}}{10} (0,20 \cdot f_p + 0,30 \cdot f_y) \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 t} \right)^3 \right] \quad (5.3.2)$$

Onde:

$A_{br}$  = área bruta do pilar ( $\text{cm}^2$ )

$f_p$  = resistência média dos prismas (MPa)

$\rho$  = taxa de armadura em relação à área bruta

$f_y$  = tensão de escoamento do aço (MPa)

$h$  = altura efetiva dos pilares (cm)

$t$  = espessura efetiva dos pilares (cm)

Observações<sup>[17]</sup>:

a) armadura vertical: a taxa de armadura vertical  $\rho_v$  não deve ser inferior a 0,3% e não superior a 1%;

b) o número de barras não pode ser inferior a 4 e o diâmetro não inferior a 12,50 mm;

c) as armaduras transversais são constituídas de estribos de diâmetros de 4,0 mm a 6,3 mm, espaçados a cada 20 cm.

Exemplo - Em um pilar de seção transversal 19 cm x 39 cm, são dados:

$$f_p = 8 \text{ MPa}, \rho = 0,5\%, \bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}, h = 3,00 \quad e$$

$$A_{br} = 741 \text{ cm}^2.$$

Da equação 5.3.2

$$\begin{aligned} P_{adm} &= \frac{A_{br}}{10} (0,20 \cdot f_p + 0,30 \rho f_y) \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 t} \right)^3 \right] = \\ &= \frac{741}{10} \cdot (0,20 \times 8 + 0,30 \cdot 0,005 \cdot 165) \left[ 1 - \left( \frac{300}{40 \cdot 19} \right)^3 \right] = \\ &= 128,48 \text{ kN}. \end{aligned}$$

## 5.4 FLEXÃO COMPOSTA

São três as hipóteses de cálculo para o dimensionamento de paredes e pilares submetidos à ações combinadas de flexão e compressão (quando se quer utilizar os elementos fissurados e colocar armadura para resistir aos esforços de tração que provocam a fissura) <sup>[18]</sup>.

1ª hipótese - A excentricidade é menor que  $1/6$  da espessura (figura 5.6). Neste caso, toda a seção é comprimida (item 5.1.1).

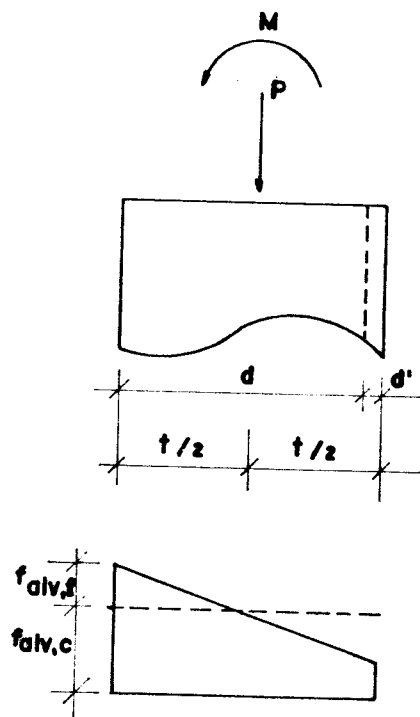


FIG. 5.6. ELEMENTO SUBMETIDO À FLEXO-COMPRESSÃO E  $e < t/6$ .

Da equação 5.1.6, obtém-se a tensão axial - nas alvenarias:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 f_p \cdot R$$

Da resistência dos materiais, obtém-se os valores das tensões de compressão ( $f_{alv,c}$ ) e de flexão ( $f_{alv,f}$ ) que para seção retangular tem os seguintes valores:

$$f_{alv,c} = \frac{P}{t h} \quad (5.4.1)$$

$$f_{alv,f} = \frac{6 M}{t^2 h} \quad (5.4.2)$$

Para que toda seção esteja comprimida, é necessário que a tensão de compressão seja maior ou igual à - tensão de flexão, ou seja,

$$f_{alv,c} \geq f_{alv,f} \quad (5.4.3)$$

Portanto da equação de interação 5.1.1 e da equação 5.4.3, tira-se o valor da máxima tensão de flexão.

$$f_{alv,f} \leq 0,33 \cdot f_p \left[ 1 - \frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} \right] \quad (5.4.4)$$

2ª hipótese - Se a excentricidade for maior que 1/6 da espessura (figura 5.7). Neste caso a seção passa a ser solicitada por tração<sup>[1\*]</sup>.

Através das equações da estática, obtém-se o valor da base do triângulo de distribuição de tensões de compressão. (x = posição da linha neutra).

$$x = 3 \left( \frac{t}{2} - e \right) \quad (5.4.5)$$

Para que haja equilíbrio da seção,

$$C = P \quad (5.4.6)$$

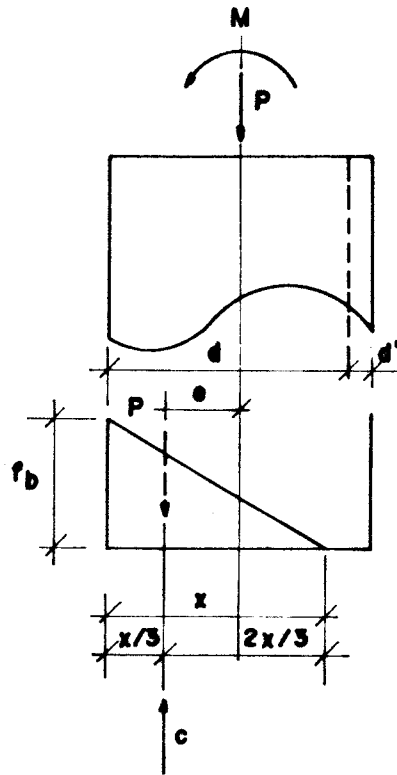


FIG. 5.7. ELEMENTO SUBMETIDO À FLEXO-COMPRESSÃO E  $e > t/6$ .

Como,

$$C = \text{Área do triângulo} = \frac{1}{2} \cdot f_b \cdot h \cdot x \quad (5.4.7)$$

e tensão = força/área, tem-se, das equações 5.4.5, 5.4.6 e 5.4.7 :

$$f_b = \frac{2 P}{3 \left( \frac{t}{2} - e \right) \cdot h} \quad (5.4.8)$$

Para que se despreze qualquer armadura de tração, é necessário que o valor de  $f_b$  seja menor que o admissível  $\bar{f}_{alv,c}$ . A seção transversal é admitida como fissurada.

3ª hipótese - A excentricidade é bem maior - que 1/6 da espessura (figura 5.8). Neste caso, não se pode desprezar a armadura de tração, pois a parte da seção tracionada passa a ser significativa<sup>[18]</sup>.

$$e = \frac{M}{P} \gg \gg \frac{t}{6}$$

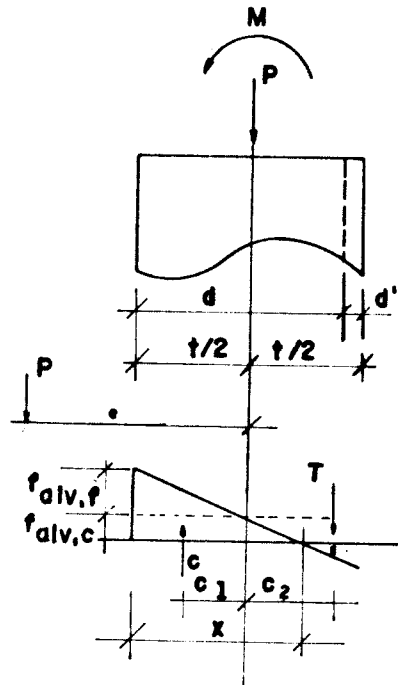


FIG. 5.8.- ELEMENTO SUBMETIDO À FLEXO-COMPRESSÃO E  $e \gg \gg t/6$ .

Como a tensão total deve ser a soma das tensões de flexão e compressão, tem-se:

$$f_b = f_{alv,c} + f_{alv,f} \quad (5.4.9)$$

A resultante das forças provenientes das tensões de compressão é:

$$C = \frac{1}{2} \cdot f_b \cdot h \cdot x \cdot 0,10 \quad (5.4.7)$$

As equações de equilíbrio da estática fornecem a posição da linha neutra (x) <sup>[18]</sup>:

$$a x^2 + bx + c = 0$$

Onde,

$$a = \frac{h f_b}{6} ; \quad (5.4.8)$$

$$b = -\frac{1}{2} h f_b (t - d') ; \quad (5.4.9)$$



$$e$$

$$c = 10 P \left( \frac{t}{2} - d' \right) + 1000 M \quad (5.4.10)$$

Resolvendo-se a equação do segundo grau, -  
tem-se:

$$x = \frac{-10 b \pm \sqrt{(10 b)^2 - 400 a c}}{20 a} \quad (5.4.11)$$

A força de tração (T), deverá ser tal que -  
 $T = C - P > 0$ , e a área da armadura ( $A_s$ ), será <sup>[1.8]</sup>:

$$A_s = 10 \cdot \frac{T}{\sigma_{st}} \quad (5.4.12)$$

Onde

$$\sigma_{st} = \frac{d - x}{x} n f_b \quad (5.4.13)$$

e

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} \quad (5.2.1)$$

Exemplo - Em um elemento de alvenaria (figura 5.9), são dados  $h = 100$  cm,  $t = 19$  cm,  $d = 16$  cm,  $m = 0,40$  kNm/m,  $l = 3,00$  m,  $p = 0,8$  kN/m,  $f_p = 10$  MPa,  $\bar{\sigma}_{st} = 165$  MPa e  $E_s = 210.000$  MPa.

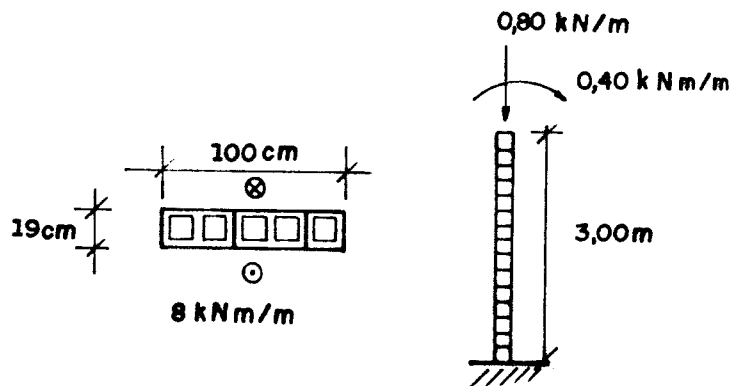


FIG. 5.9. ELEMENTO DO EXEMPLO

Da tabela 5.2, tira-se o valor de  $E_{alv}$ :

$$E_{alv} = 1000 \cdot f_p = 10.000 \text{ MPa}$$

Da equação 5.2.1, tira-se o valor de  $n$ :

$$n = \frac{E_s}{E_{alv}} = \frac{210.000}{10.000} = 21$$

Da equação 5.4.1, tira-se o valor de  $f_{alv,c}$ :

$$f_{alv,c} = \frac{P}{t h} = \frac{0,8}{100 \cdot 19} = 0,0004 \text{ kN/cm}^2 = 0,004 \text{ MPa}$$

Da equação 5.1.6, tira-se o valor de  $\bar{f}_{alv,c}$ :

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,225 f_p \left[ 1 - \left( \frac{l}{40 \cdot t} \right)^3 \right] = 0,225 \cdot 10 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{300}{40 \cdot 19} \right)^3 \right] = 2,41 \text{ MPa.}$$

Da equação 5.1.4, tira-se o valor de  $\bar{f}_{alv,f}$ :

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \cdot 10 = 3,3 \text{ MPa}$$

Da equação 5.4.2, tira-se o valor de  $f_{alv,f}$ :

$$f_{alv,f} = \frac{6 M}{t^2 h} = \frac{6 \cdot 40}{19^2 \cdot 100} = 0,0066 \text{ kN/cm}^2 = 0,066 \text{ MPa}$$

Da equação 5.4.9, tira-se o valor de  $f_b$ :

$$f_b = f_{alv,c} + f_{alv,f} = 0,004 + 0,066 = 0,07 \text{ MPa}$$

Das equações 5.4.8, 5.4.9 e 5.4.10, tira-se os valores de:

$$a = \frac{h f_b}{6} = \frac{100 \cdot 0,07}{6} = 1,17$$

$$b = -\frac{1}{2} \cdot h \cdot f_b (t-d') = -\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 0,07 \cdot (19 - 3) = -56$$

$$c = 10 \cdot P \left( \frac{t}{2} - d' \right) + 1000 M = 10 \cdot 0,8 \cdot \left( \frac{19}{2} - 3 \right) + 1000 \cdot 0,40 = 452$$

Da equação 5.4.11, tira-se o valor de x:

$$x = \frac{-10b - \sqrt{(10b)^2 - 400ac}}{20a} = \frac{-10 \cdot (-56) - \sqrt{(10 \cdot -56)^2 - 400 \cdot 1,17 \cdot 452}}{20 \cdot 1,17} = 10,28 \text{ cm}$$

Da equação 5.4.13, tira-se o valor de  $\sigma_{st}$ :

$$\sigma_{st} = \frac{d-x}{x} n f_b = \frac{16 - 10,28}{10,28} \cdot 21 \cdot 0,07 = 0,82 \text{ MPa}$$

Como  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ , pode-se calcular a área de armadura com a equação 5.4.12:

$$A_s = 10 \cdot \frac{T}{\bar{\sigma}_{st}}$$

onde,

$$T = C - P \quad (\text{equação 5.4.7})$$

$$T = \left( \frac{1}{2} \cdot 0,007 \cdot 100 \cdot 10,28 \right) - 0,80 = 2,80 \text{ kN}$$

Portanto

$$A_s = 10 \cdot \frac{T}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{10 \cdot 2,80}{165} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Observação: em qualquer das hipóteses a armadura comprimida, se houver, não é considerada.

## 5.5 TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA

As tensões admissíveis nas alvenarias de blocos vazados de concreto não armadas, não devem ultrapassar - os valores que constam da tabela 5.1<sup>[17]</sup>.

**TAB. 5.1.- TENSÕES ADMISSÍVEIS NA ALVENARIA NÃO - ARMADA**

TIPO DE SOLICITAÇÃO	TENSÃO ADMISSÍVEL (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
COMPRESSÃO SIMPLES	$0,20 f_p$	$0,20 f_p$
COMPRESSÃO NA FLEXÃO	$0,30 f_p$	$0,30 f_p$
TRAÇÃO NA FLEXÃO:		
NORMAL À FIADA	0,16	0,10
PARALELA À FIADA	0,30	0,20
CISALHAMENTO	0,25	0,15

Na tabela 5.1:

$f_a$  = resistência à compressão da argamassa - de assentamento.

Os limites da resistência média da argamassa, também se aplicam à alvenaria armada, isto é:

$$5,0 \text{ MPa} \leq f_a \leq 17,0 \text{ MPa}$$

**TAB. 5.2. TENSÕES ADMISSÍVEIS NA  
ALVENARIA ARMADA**

<b>TIPO DE SOLICITAÇÃO</b>	<b>TENSÕES ADMISSÍVEIS (MPa)</b>	<b>VALORES MÁXIMOS (MPa)</b>
<b>CISLHAMENTO:</b> a) PEÇAS FLETIDAS SEM ARMADURA  b) PILARES - PAREDE  SE $\frac{M}{vd} \geq 1$  SE $\frac{M}{vd} < 1$	$0,09\sqrt{f_p}$  $0,07\sqrt{f_p}$  $0,17\sqrt{f_p}$	0,35  0,25  0,35
<b>PECAS FLETIDAS COM ARMADURAS PARA ABSORVER A TODAS AS TENSÕES DE CISLHAMENTO:</b>  a) PEÇAS FLETIDAS  b) PILARES - PAREDE  SE $M/vd \geq 1$  SE $M/vd < 1$	$0,25\sqrt{f_p}$  $0,12\sqrt{f_p}$  $0,17\sqrt{f_p}$	1,00  0,50  0,80
<b>TENSÃO DE CONTATO(*)</b>  a) EM TODA ÁREA  b) EM 1/3 DA ÁREA PELO MENOS (**)		$0,25 f_p$  $0,375 f_p$
<b>MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL</b>  <b>MÓDULO DE DEFORMAÇÃO TRANSVERSAL</b>	$1000 f_p$  $400 f_p$	14.000  6.000

As tensões admissíveis nas alvenarias de blocos vazados de concreto armados, não devem ultrapassar os valores que constam da tabela 5.2<sup>[17]</sup>.

(\*) Tensões de contato são as que surgem nas regiões onde as ações concentradas ou parcialmente distribuídas são descarregadas sobre uma parede. A área de contato deve obedecer aos limites que constam no item 3.7.2.

(\*\*) A tensão de contato admissível de um carregamento parcialmente distribuído, de dimensão maior do que 1/3 e menor do que a área total, deve ser interpolada.

As tensões admissíveis de tração nas alvenarias, não devem ultrapassar os valores que constam da tabela 5.3<sup>[11]</sup>.

**TAB. 5.3. TENSÕES ADMISSÍVEIS DE TRAÇÃO**

TIPO DE SOLICITAÇÃO	TENSÕES ADMISSÍVEIS (MPa)	VALORES MÁXIMOS (MPa)
<b>NORMAL ÀS JUNTAS HORIZONTAIS:</b>		
<b>BLOCOS VAZADOS</b>	$0,13 \sqrt{f_d}$	<b>0,18</b>
<b>BLOCOS VAZADOS GRAUTEADOS E MACIÇOS</b>	$0,26 \sqrt{f_d}$	<b>0,28</b>
<b>PARALELA ÀS JUNTAS HORIZONTAIS</b>		
<b>BLOCOS VAZADOS</b>	$0,26 \sqrt{f_d}$	<b>0,35</b>
<b>BLOCOS VAZADOS GRAUTEADOS E MACIÇOS</b>	$0,40 \sqrt{f_d}$	<b>0,56</b>

A tensão admissível à tração de barras de -  
conformação superficial normal e tensão de escoamento maior  
ou igual a 412 MPa, diâmetros iguais a 22,2 mm ou menores, não  
devem exceder a 165 MPa [17].

A tensão admissível à tração, das barras usa-  
das como armaduras horizontais (colocadas na argamassa de as-  
sentamento), deve ser limitada a 50% da tensão de escoamento  
do aço empregado, mas não deve exceder a 206 MPa.

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

A tensão admissível à compressão nas armadu-  
ras de pilares e verticais de paredes, deve ser admitida co-  
mo sendo 40% da tensão de escoamento mínima e não deve exce-  
der a 165 MPa e 62 MPa, respectivamente para pilares e paredes.

## 5.6 ADERÊNCIA E ANCORAGEM

Nos elementos fletidos, nos quais as armadu-  
ras tracionadas são paralelas à face comprimida, a tensão de  
aderência ( $\tau_b$ ) deve ser calculada pela seguinte equação [17]:

$$\tau_b = \frac{V}{\Sigma \mu_o \cdot d} \quad (5.6.1)$$

Onde:

$\Sigma \mu_o$  = soma dos perímetros das barras tracio-  
nadas.

$d$  = altura útil da viga.

Com o valor da tensão de aderência dada pela  
equação 5.6.1 e por analogia com o concreto armado, pode-se  
determinar o valor do comprimento de ancoragem ( $l_{b_o}$ ) das bar-  
ras tracionadas no graute dentro dos blocos.

O valor da tensão média de aderência é dado por (figura 5.10) [22] :

$$\tau_b = \frac{F}{\Sigma \mu_o \cdot l_{b_o}} \quad (\text{no concreto}) \quad (5.6.2)$$

$$f_y = \frac{F}{A_s} \quad (\text{no aço}) \quad (5.6.3)$$

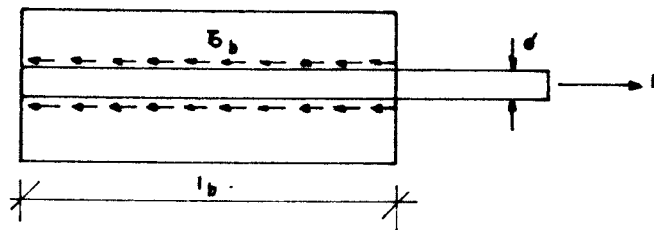


FIG. 5.10. MODELO PARA CÁLCULO DA ANCORAGEM

Da equação 5.6.2 e 5.6.3 tem-se:

$$l_{b_o} = \frac{A_s \cdot f_y}{\Sigma \mu_o \cdot \tau_b} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \frac{1}{\pi \phi} \cdot \frac{f_y}{\tau_b}$$

Portanto,

$$l_{b_o} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{\tau_b} \quad (5.6.4)$$

Como normalmente a seção de aço efetivamente existente ( $A_{se}$ ) é superior à calculada ( $A_{sc}$ ), pode-se reduzir o comprimento de ancoragem ( $l_{b_o}$ ) para um valor de ancoragem ( $l_b$ ), que é dado por:

$$l_b = l_{b_o} \cdot \frac{A_{sc}}{A_{se}} \quad (5.6.5)$$



O valor do comprimento de ancoragem ( $l_b$ ) deve ser sempre maior do que um dos valores <sup>[2,3]</sup> :

$$l_b \geq \begin{cases} l_{b0} / 3 \\ 10 \phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

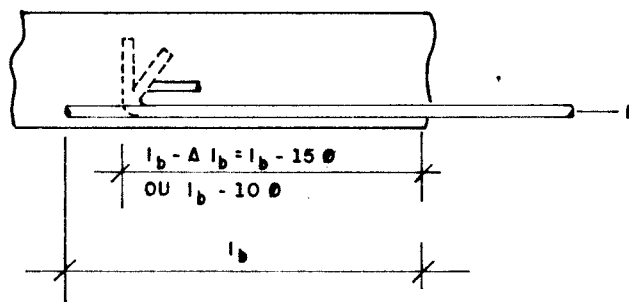
No caso de se utilizar ancoragem com ganchos nas extremidades o comprimento de ancoragem ( $l_b$ ) pode ser diminuído de um parâmetro ( $\Delta l_b$ ), cujo valor é <sup>[2,3]</sup> :

$$\Delta l_b = 15\phi \text{ para aços CA 25 e}$$

$$\Delta l_b = 10\phi \text{ para aços CA 50 e CA 60}$$

Logo, o comprimento de ancoragem final ficando (figura 5.11):

$$l_b - 15\phi \quad \text{ou} \quad l_b - 10\phi$$



**FIG. 5.11. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM EM BARRAS DE AÇO**

Nas barras comprimidas, usa-se o mesmo comprimento de ancoragem das barras tracionadas, sem o desconto dos ganchos.

O valor da tensão de aderência deve ser sempre menor ou igual a <sup>[20]</sup> :

$$\sigma_b \leq 1,0 \text{ MPa (BARRAS N\~{A}O LISAS)}$$

$$\sigma_b \leq 0,4 \text{ MPa (BARRAS LISAS)}$$

Nota: O termo gancho deve ser entendido segundo uma das duas formas abaixo <sup>[17]</sup> :

a) uma dobra semi-circular na extremidade da barra, com raio de curvatura n\~{a}o inferior a  $3\phi$  e n\~{a}o superior a  $6\phi$  , com extremidade livre de  $4\phi$  , pelo menos;

b) uma barra dobrada a  $90^\circ$ , tendo raio de curvatura inferior a  $4\phi$ , mais uma extremidade livre de  $12\phi$  , pelo menos.

As dobras das barras com raios de curvatura superiores a  $6\phi$  s\~{a}o consideradas somente prolongamento das barras.

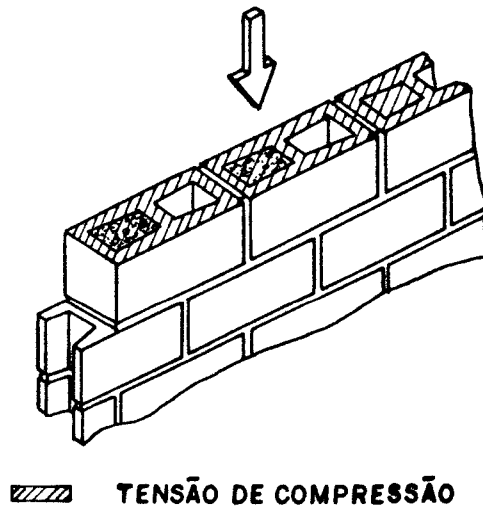
As emendas devem ter comprimento suficiente para transferir as tens\~{o}es de servi\~{c}o das armaduras ao graute por ader\~{e}ncia; em nenhum caso o comprimento da emenda deve ser inferior a  $30\phi$ . Nos pilares submetidos a tens\~{o}es axiais, o comprimento da emenda n\~{a}o deve ser inferior a  $40\phi$  <sup>[17]</sup>.

## 5.7 AN\~{A}LISE DOS ESFOR\~{C}OS

As \~{a}reas efetivas para o c\~{a}lculo dos esfor -

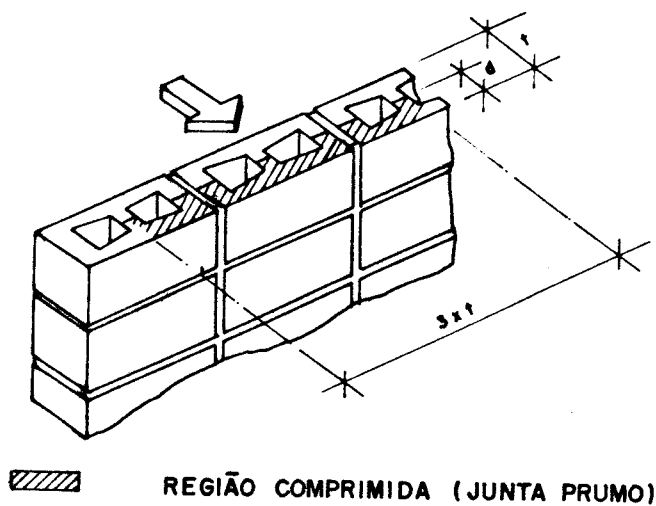
ços atuantes deverão ser as seguintes<sup>[11]</sup> :

a) TENSÃO DE COMPRESSÃO - área líquida dos blocos mais área do graute, se houver (figura 5.12).

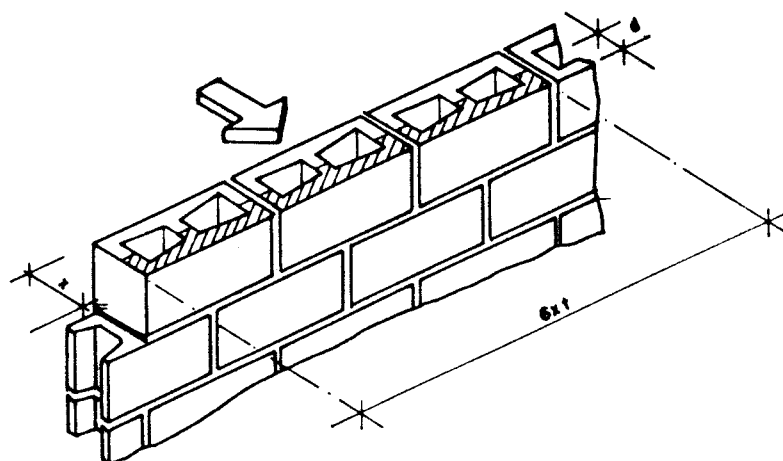


**FIG. 5.12. TENSÃO DE COMPRESSÃO**

b) FLEXÃO - área líquida dos blocos mais área do graute se houver, acima da altura útil  $d$  (figura 5.13 a e figura 5.13 b).



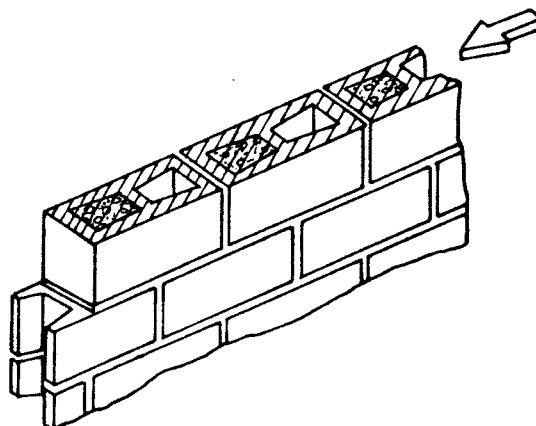
**FIG. 5.13 a. FLEXÃO NA PAREDE (JUNTA PRUMO)**



▨ REGIÃO COMPRIMIDA (JUNTA AMARRADA)

**FIG. 5.13b. FLEXÃO NA PAREDE (JUNTA AMARRADA)**

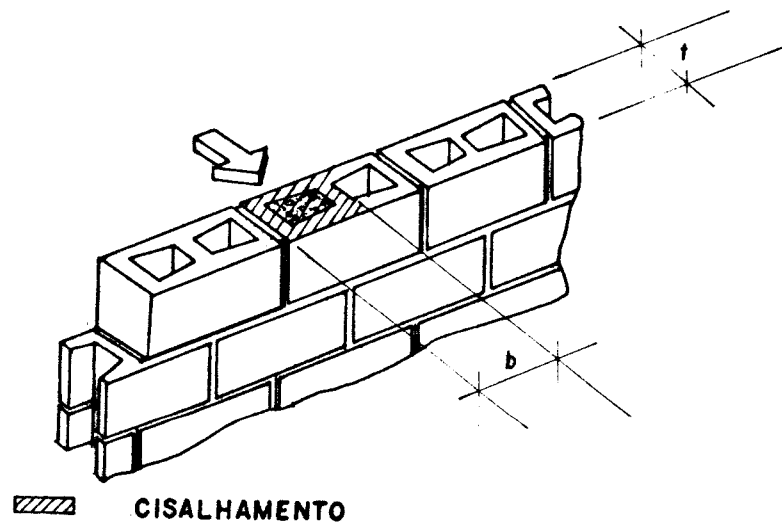
c) CISALHAMENTO NA DIREÇÃO DAS JUNTAS - área líquida dos blocos mais área do graute, se houver (figura - 5.14).



▨ TENSÃO DE CISALHAMENTO

**FIG. 5.14. CISALHAMENTO NA DIREÇÃO DAS JUNTAS**

d) CISALHAMENTO NORMAL DAS JUNTAS - área da espessura do bloco adjacente à célula grauteada mais área do graute (figura 5.15).



**FIG. 5.15. CISALHAMENTO NORMAL ÀS JUNTAS**

## 5.8 ROTEIRO DE CÁLCULO

a) Enumerar individualmente cada elemento es trutural (em pauta).

b) Definir as ações verticais e horizontais.

Ações Verticais:

- Peso próprio e ações acidentais.
- Cada elemento terá a sua carga mais as ações acumuladas, calculadas em cada elemento.

- Deverá ser levada em conta a distribuição vertical das ações.

Ações Horizontais:

As ações a serem consideradas são:

- Vento;
- Desaprumo;
- Efeito de 2ª ordem (quando for o caso).

c) Determinação dos esforços solicitantes em cada elemento.

d) Dimensionamento

Se as tensões admissíveis forem ultrapassadas, deve-se optar por:

- melhorar a classe da alvenaria (resistência do prisma); ou

- aumentar a espessura; ou

- aumentar a área com enchimento (graute)

ou aumentar a taxa de armadura longitudinal.

Não se deve esquecer que qualquer das três hipóteses apresentadas requererá um reexame das ações e da distribuição dos esforços.

e) Detalhamento, especificações, memoriais e desenhos.

## 6. APLICAÇÃO DA TEORIA

Apresenta-se o dimensionamento das paredes de um edifício baixo de alvenaria, de blocos vazados de concreto, para ilustrar as noções teóricas ora propostas.

O edifício a ser analisado é destinado a habitação econômica de interesse social. A correspondente planta - encontra-se indicada na figura 6.1, e os cortes nas figuras- 6.2a e 6.2b.

São supostos conhecidos:

a) as alvenarias são compostas de blocos vazados de concreto, com espessura de 14 cm (ver ítem 5.1.);

b) as alvenarias são revestidas nas duas faces - (espessura média de 1,5 cm);

c) as lajes do edifício são de concreto armado - (9 cm de espessura) e revestidas;

d) para as vergas e vigas a resistência do prisma  $f_{pk} = 8,0$  MPa (referida à área bruta, prisma cheio).

### 6.1 PROCEDIMENTOS PRELIMINARES

A próxima etapa é a modulação dos vãos. As medidas que são apresentadas no projeto de arquitetura, não necessariamente são compatíveis com as modulações dos blocos.

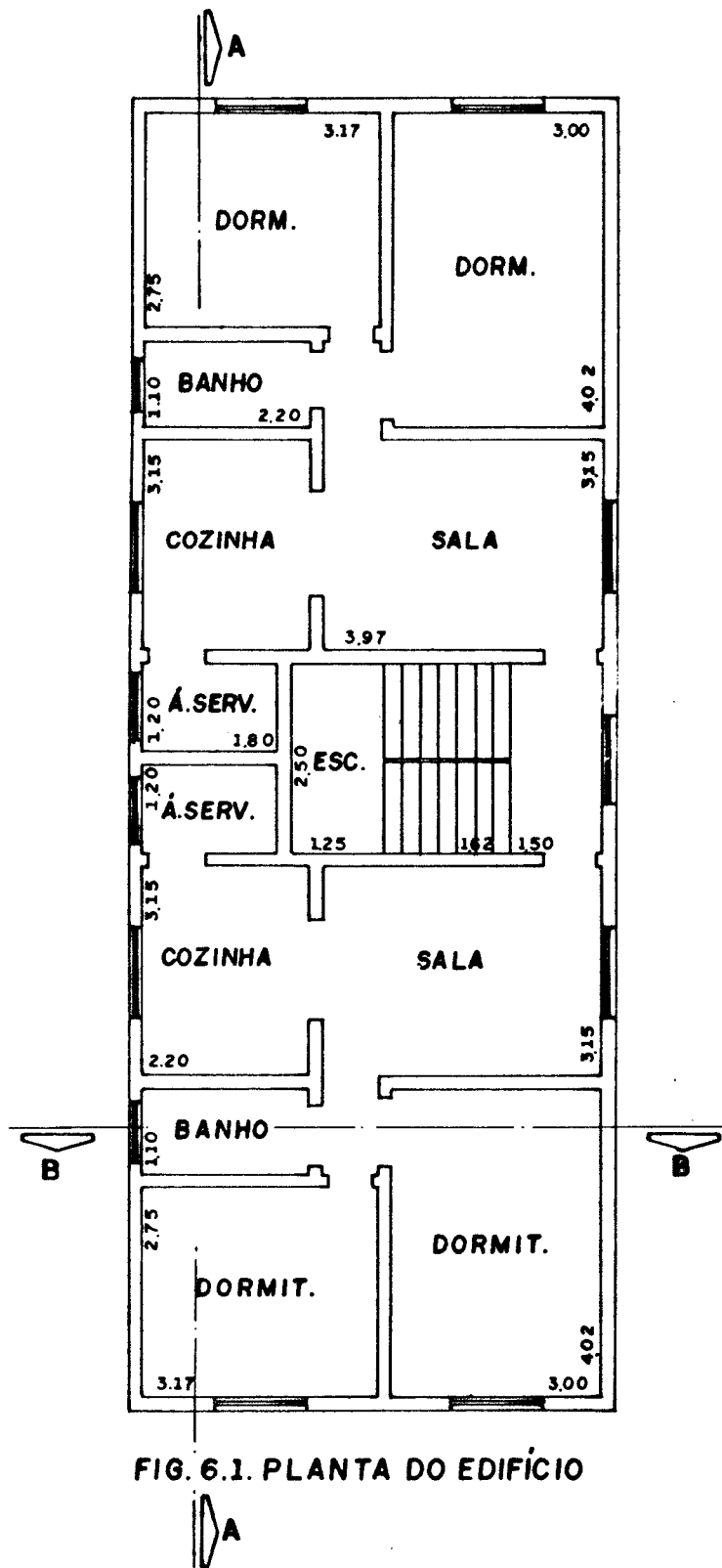
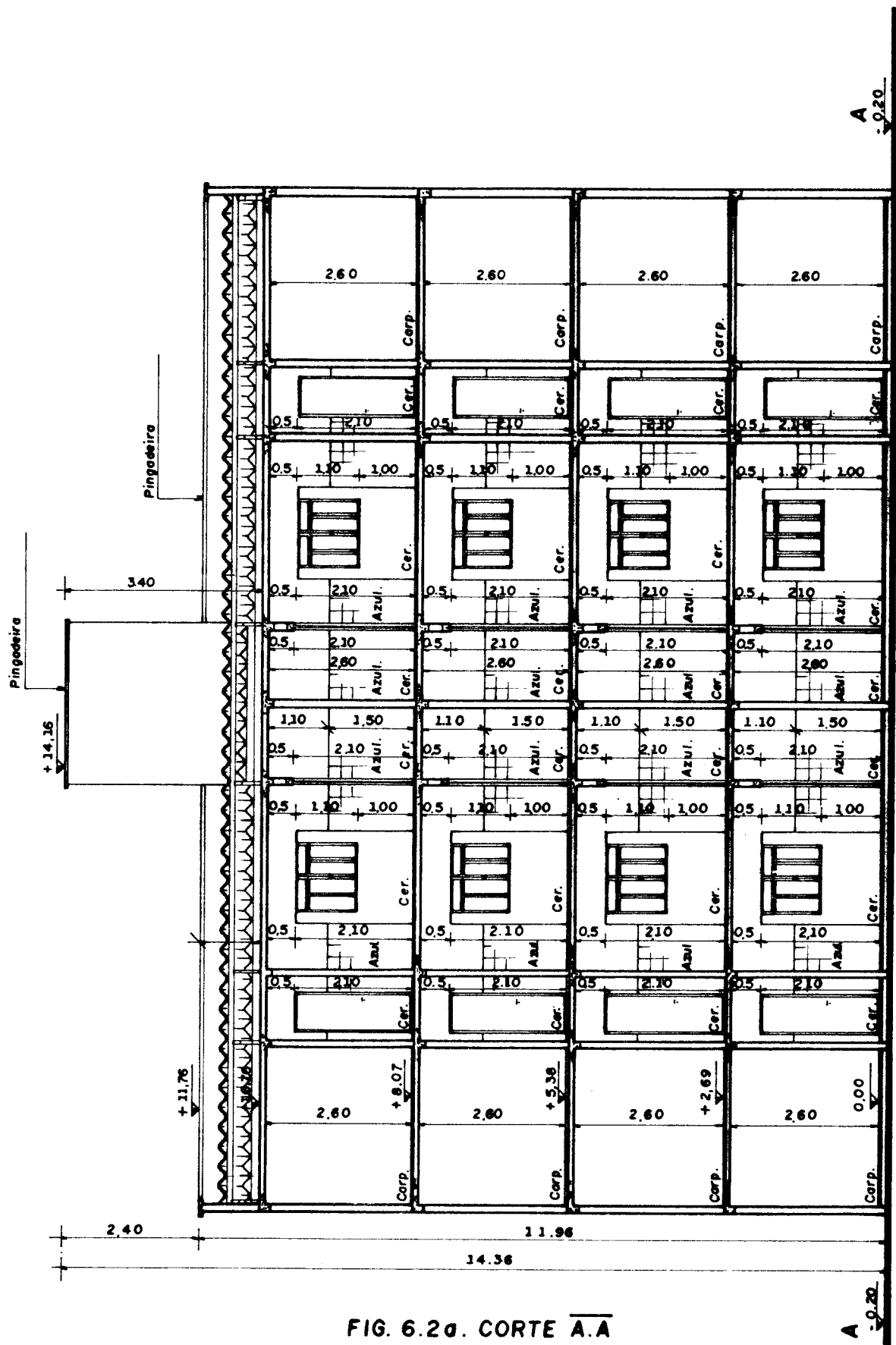


FIG. 6.1. PLANTA DO EDIFÍCIO





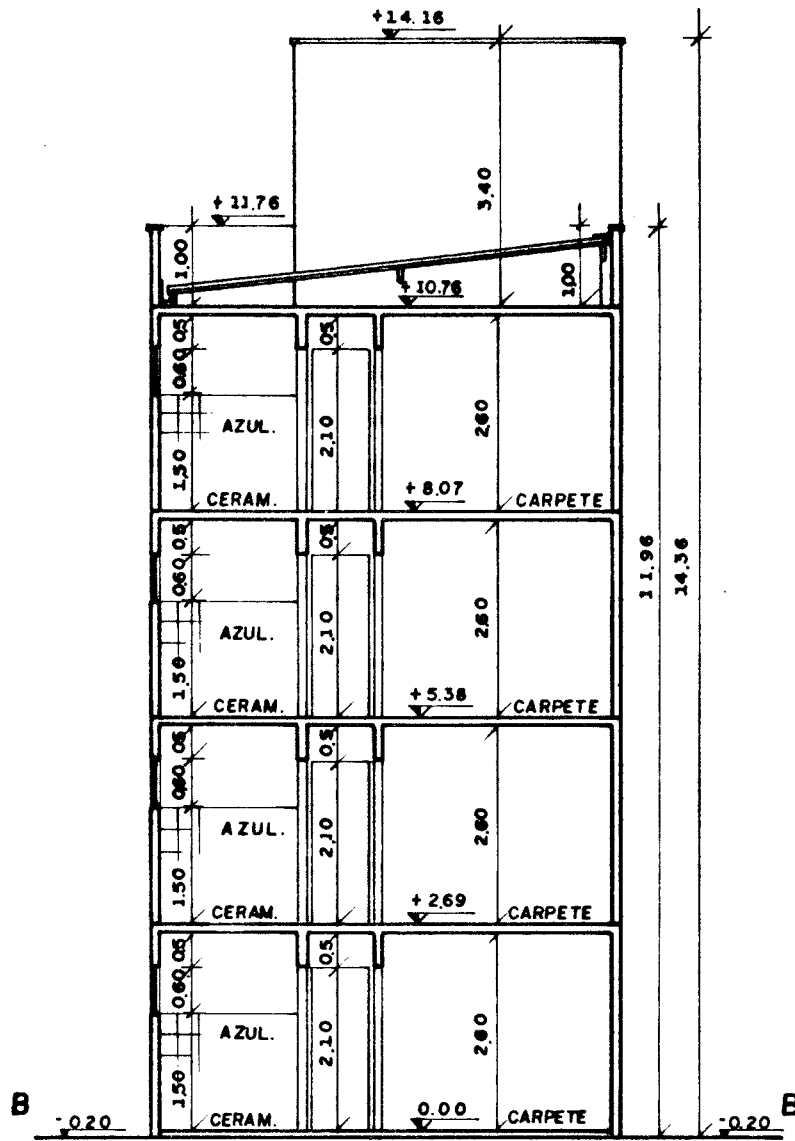


FIG. 6.2b. CORTE B. B.

Quando se executa paredes com blocos de 19cm de espessura, os vãos devem ser modulados com dimensões múltiplas de 20 cm  $\pm$  1 cm; objetiva-se com isto evitar o corte dos blocos na obra e, pelo mesmo motivo, o pé direito da construção deve ser múltiplo de 20 cm.

No caso de paredes de 14 cm de espessura, além dos blocos de 14 x 19 x 39 e 14 x 19 x 19 usam-se, para amarração, os blocos especiais de 14 x 19 x 34, o que conduz a modulações diferentes das paredes de 19 cm.

A figura 6.3 apresenta a planta modulada do edifício-exemplo.

A nomenclatura das vigas e das paredes está indicada nas figuras 6.4a e 6.4b.

No cálculo das ações nas lajes, considerou-se as especificações da NBR 6120. O cálculo das reações de apoio das lajes foi baseado nas recomendações da NBR 6118. Na figura 6.5, estão indicadas as reações de apoio da laje de cobertura e, na figura 6.6, as reações de apoio das lajes do térreo, primeiro e segundo pavimento.

A platibanda distribui sobre as paredes PAR 1, PAR 5 e PAR 9 uma carga uniformemente distribuída de 3,31 kN/m. O reservatório superior distribui sobre as paredes PAR 4 uma carga uniformemente distribuída de 27,31kN/m e, sobre as paredes PAR 6 e PAR 9, uma carga uniformemente distribuída de 27,31 kN/m (estes valores são usados na coluna "p,alv" e "sobrecarga" da tabela 6.1a).

## 6.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS



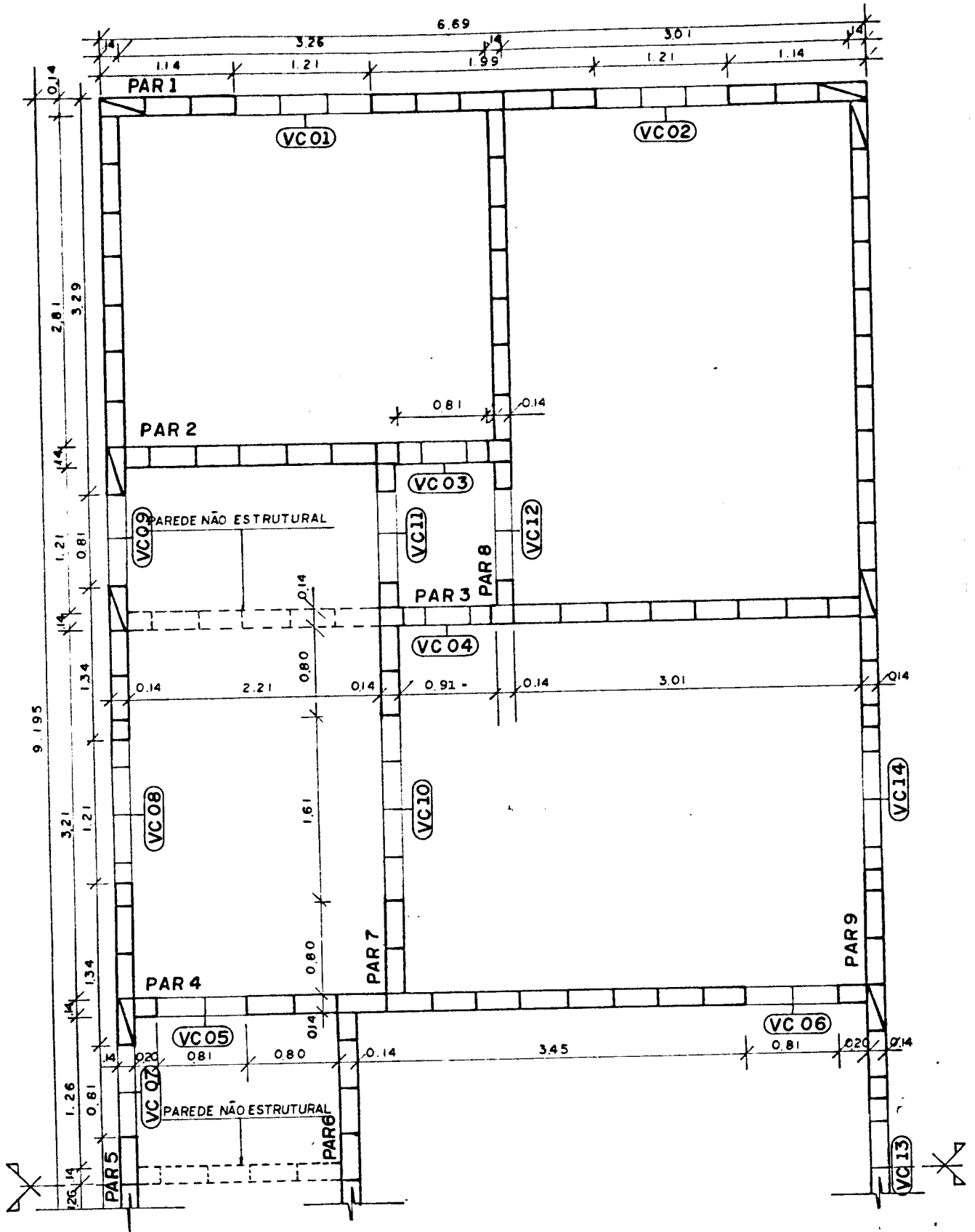


FIG. 6.4a. NOMENCLATURA DAS VERGAS E PAREDES DO ÚLTIMO PAVIMENTO.

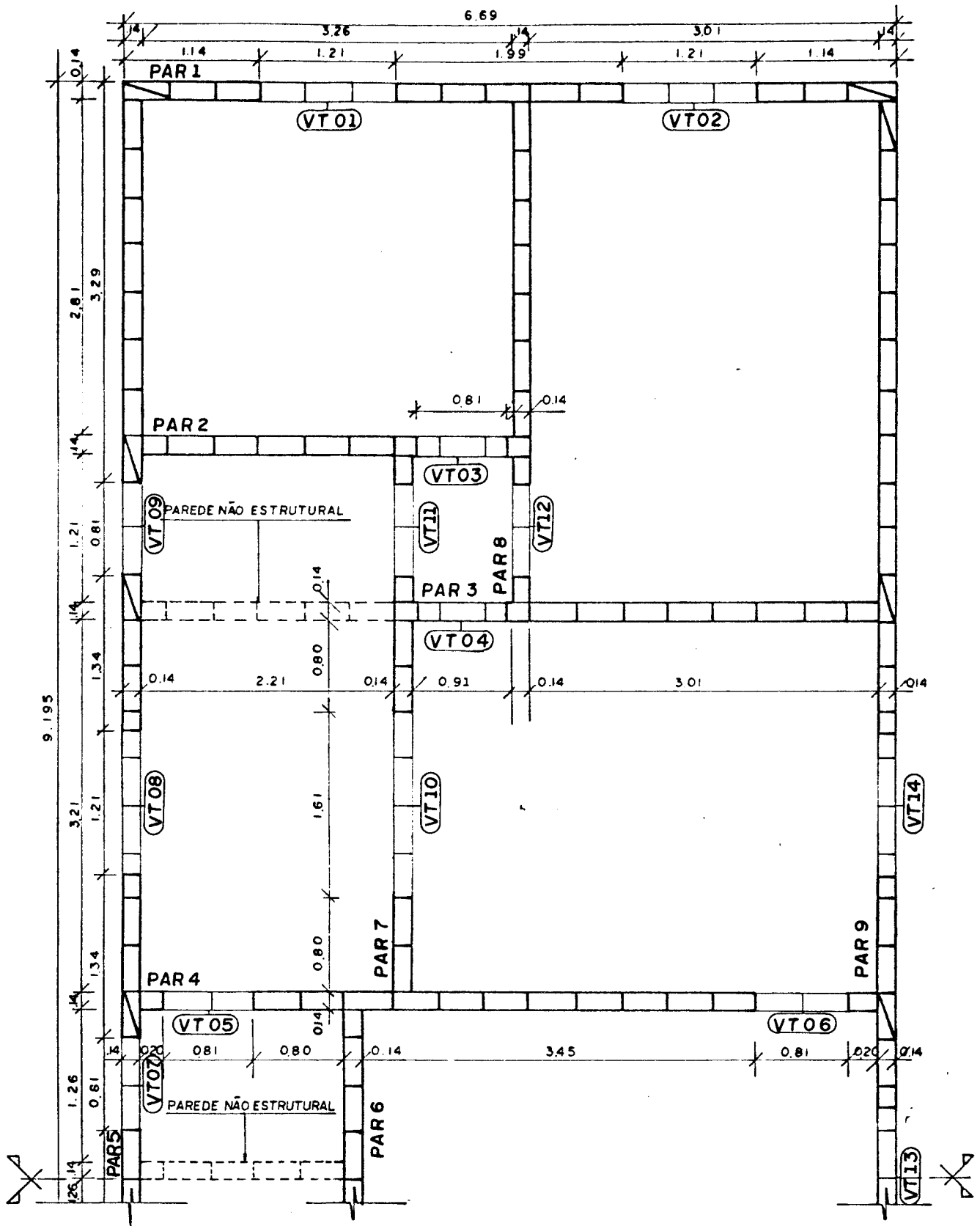


FIG. 6.4 b. NOMENCLATURA DAS VERGAS E PAREDES DO TÉRREO, 1º e 2º PAVIMENTO.



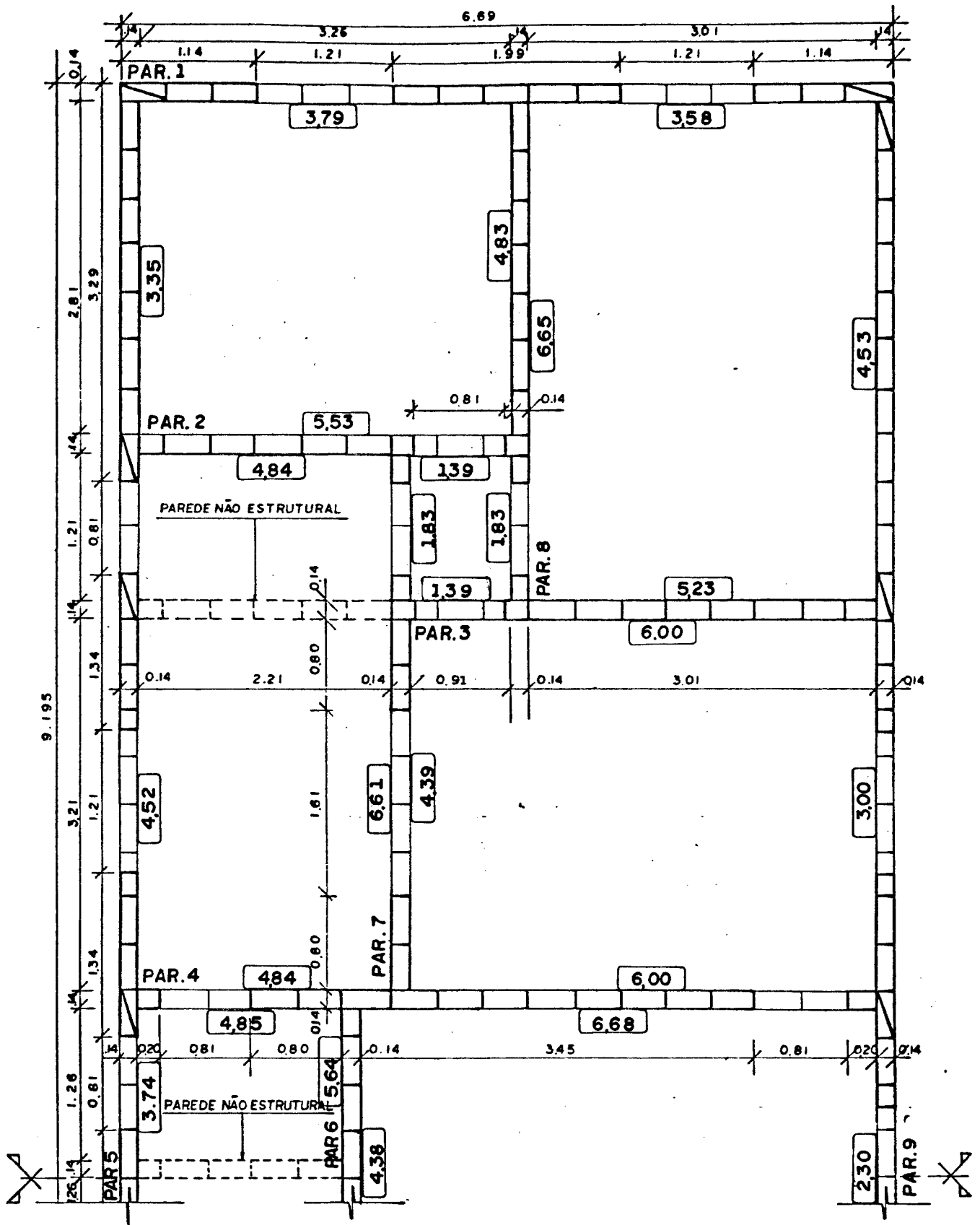


FIG. 6.6. REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES DO  
TÉRREO, 1º e 2º PAVIMENTO (kN/m)



## 6.2.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO

São dados:

$f_{pk} = 8,0$  MPa (prisma cheio, referida à área bruta).

$\sigma_{st} = 165$  MPa;  $E_s = 210.000$  MPa

Calcula-se:

$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p = 0,33 \cdot 8,0 = 2,64$  MPa ( da eq. 5.1.4.)

$E_{alv} = 1000 f_p = 1000 \cdot 8,0 = 8000$  MPa ( da tab. 5.2.)

$m = \frac{\sigma_{st}}{f_{alv,f}} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{\bar{f}_{alv,f}} = \frac{165}{2,64} = 62,50$  ( da eq. 5.2.2.)

$n = \frac{E_s}{E_{alv}} = \frac{210.000}{8.000} = 26,25$  ( da eq. 5.2.1.)

$\beta_y = \frac{n}{m} = \frac{26,25}{62,50} = 0,42$  ( da eq. 5.2.3.)

Com o valor de  $\beta_y = 0,42$ , da tabela 10.6, tira-se o valor de:

$$K_{alv} = 135 \cdot 10^{-6} \quad \text{e} \quad n_p = 643 \cdot 10^{-4}$$

A seguir, montam-se tabelas que contém a sequência do dimensionamento das vigas (tabela 6.1a, 6.1b e 6.1c).

A maneira como são montadas as colunas das tabelas 6.1a, 6.1b, 6.1c, é a seguinte:

a) nome da viga vem da figura 6.4a;

- b) largura da viga ( $b$ ) é um dado do projeto;
- c) altura da viga ( $h$ ) é arbitrada;
- d) altura útil da viga  $d = h - 6$ ;
- e) peso próprio da viga (p.p.) vem da tabela 10.5;
- f) o peso próprio da alvenaria (p.alv);
- g) as ações da laje na alvenaria (p.laje) são obtidas na figura 6.5;
- h) sobrecarga adicional na viga;
- i) as ações totais nas vigas -
- $p = p.p. + p.alv. + p.laje + sobrecarga$ ;
- j) vão da viga  $l$  ( $l = 1,05 l_0$ , da NBR 6118), obtido na figura 6.3;
- k) momento fletor atuante  $M = \frac{pl^2}{8}$ ;
- l) esforço cortante  $V = \frac{pl}{2}$ ;
- m) momento limite  $M_o = K_{alv} \cdot bd^2 \cdot f_{alv,f}$  (da eq. 5.2.6);
- n) valor de  $nK_s = \frac{nM}{bd^2 \sigma_{st}}$  (da eq. 5.2.3);
- o) com  $nK_s$ , obtém-se os valores de  $n_p$  e  $\beta_y$  (da tab. 10.6);
- $A_s = \frac{n_p bd}{n}$  (da eq. 5.2.9);
- p) a área da seção transversal -
- q) a área mínima  $A_{smin} = 1,33 A_{scalc}$  - ou  $0,0014 bd$ , o maior dos dois valores (da eq. 5.2.18);
- r) o valor de  $f_{alv,f} = \frac{\beta_y \sigma_{st}}{n}$ ; tem que

ser menor que  $\tilde{f}_{alv,f}$ ;

s) o valor da tensão de cisalhamento - máximo para que a peça não seja armada,  $\tau_{alv_{min}} = 0,09\sqrt{f_p}$  - (da eq. 5.2.12);

t) o máximo valor da tensão de cisalhamento a que pode ser submetida a peça;  $\tau_{alv_{max}} = 0,25\sqrt{f_p}$  - (da eq. 5.2.13);

u) a tensão de cisalhamento na viga ,  $\tau_{alv} = \frac{V}{dt}$  (da eq. 5.2.14);

v) a área das barras longitudinais -  $A_{sw} = 10 \frac{V}{\sigma_{st}} \frac{s}{d}$  (eq. 5.2.15);

x) a área mínima das barras longitudinais  $A_{sw_{min}} = 0,001 \cdot b \cdot s$  (eq. 5.2.19).

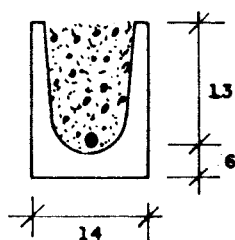
A figura 6.7 representa a seção transversal das vigas VC 03, VC 04, VC 05, VC 07, VC 09, VC 11 , VC 12.

A figura 6.8 representa a seção transversal das vigas VC 01, VC 02, VC 06, VC 08, VC 10, VC 14.

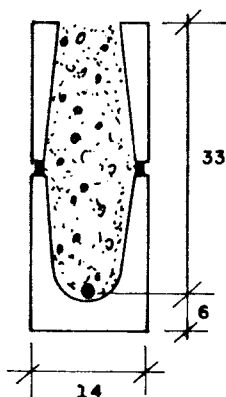
A figura 6.9, representa a seção transversal das viga VC 13.

NOTA: em prejuízo da economia, e só - com a finalidade de simplificação do cálculo, não foram usados os critérios de caminhamento das cargas de acordo com o exposto no item 3.7. Para as estruturas lineares, optou-se - por uma distribuição uniformemente distribuída (como usado - no item k da página anterior), e para as estruturas laminares adotou-se um critério de homogeneização das ações resultantes (como será abordado no item 6.3).

Quando se sistematizar o cálculo, os -  
critérios do item 3.7 devem ser considerados, pois poderão -  
conduzir a economia de materiais.



**FIG. 6.7. SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS VC03, VC04, VC05,  
VC07, VC09, VC11, VC12.**



**FIG. 6.8. SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS VC01, VC02,  
VC06, VC08, VC10, VC14.**

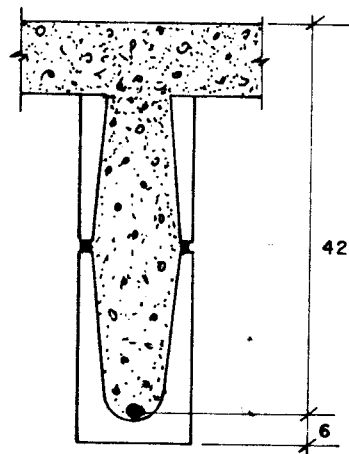


FIG. 6.9. SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA VC13.

### 6.2.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO TÉRREO, 1º E 2º PAVIMENTO

Os valores de  $f_p$ ,  $\bar{\sigma}_{st}$ ,  $E_s$ ,  $\bar{f}_{alv,f}$ ,  $m$ ,  $n$ ,  $\beta_y$ ,  $K_{alv}$  e  $n_p$ , são os mesmos obtidos no item 6.2.1.

As tabelas 6.2a), 6.2b), 6.2c), contêm a seqüência para o dimensionamento das vigas. A maneira como foram obtidas as colunas destas tabelas é a mesma do item 6.2.1; exceções sejam feitas à: primeira coluna da tabela -

**TAB. 6.10 SEQUÊNCIA PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO (CÁLCULO DOS ESFORÇOS)**

VIGA	b (cm)	h (cm)	d (cm)	PP (kN/m)	P ALV (kN/m)	LAJE (kN/m)	SOBRE-CARGA (kN/m)	P (kN/m)	l (m)	M (kN.m)	V (kN)	$k_{alv}$ ( $10^{-4}$ )	$f_{alv}$ (MPa)	$M_0$ (kN/m)
VC01	14	39	33	1,50	3,31	3,42	-	8,23	1,27	1,66	5,23	1,35	2,64	5,43
VC02	14	39	33	1,50	3,31	3,24	-	8,05	1,27	1,62	5,11	1,35	2,64	5,43
VC03	14	19	13	0,75	-	6,24	-	6,99	0,85	0,63	2,97	1,35	2,64	0,84
VC04	14	19	13	0,75	-	6,68	-	7,43	0,85	0,67	3,16	1,35	2,64	0,84
VC05	14	19	13	0,75	-	6,46	-	7,21	0,85	0,65	3,06	1,35	2,64	0,84
VC06	14	39	33	1,50	-	10,50	27,31	39,31	0,85	3,55	16,71	1,35	2,64	5,43
VC07	14	19	13	0,75	3,31	2,26	-	6,32	0,85	0,57	2,69	1,35	2,64	0,84
VC08	14	39	33	1,50	3,31	3,30	-	8,11	1,27	1,64	5,15	1,35	2,64	5,43
VC09	14	19	13	0,75	3,31	3,30	-	7,36	0,85	0,66	3,13	1,35	2,64	0,84
VC10	14	39	33	1,50	-	8,79	-	10,29	1,69	3,67	8,70	1,35	2,64	5,43
VC11	14	19	13	0,75	-	6,47	-	7,22	0,85	0,66	3,07	1,35	2,64	0,84
VC12	14	19	33	1,50	-	7,64	-	9,14	0,85	0,83	3,88	1,35	2,64	5,43
VC13	14	48	42	1,82	3,31	2,27	27,31	34,71	1,27	7,00	22,04	1,35	2,64	8,80
VC14	14	39	33	1,50	3,31	2,71	-	7,52	1,27	1,52	4,78	1,35	2,64	5,43

TAB. 6.1D. SEQUÊNCIA PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO (FLEXÃO SIMPLES)

VIGA	CASO*	b (cm)	d (cm)	M (kN.m)	$nK_s$ (10 <sup>-5</sup> )	$n_p$ (10 <sup>-2</sup> )	$\beta_y$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min.}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (mm)	$f_{alv}$ (MPa)
VC 01	1	14	33	1,66	1,73	1,73	0,204	0,31	0,65	1x10,0	1,29
VC 02	1	14	33	1,62	1,69	1,73	0,204	0,31	0,65	1x10,0	1,29
VC 03	1	14	13	0,63	4,22	4,70	0,357	0,33	0,44	1x8,0	2,25
VC 04	1	14	13	0,67	4,49	5,23	0,380	0,36	0,44	1x8,0	2,18
VC 05	1	14	13	0,65	4,36	4,70	0,357	0,33	0,44	1x8,0	2,25
VC 06	1	14	33	3,55	3,69	4,21	0,335	0,74	0,98	1x12,5	2,11
VC 07	1	14	13	0,57	3,82	4,21	0,335	0,29	0,39	1x8,0	2,11
VC 08	1	14	33	1,64	1,71	1,73	0,204	0,31	0,65	1x10,0	1,29
VC 09	1	14	13	0,66	4,42	4,70	0,357	0,33	0,39	1x8,0	2,25
VC 10	1	14	33	3,67	3,82	4,21	0,335	0,59	0,78	1x10,0	2,11
VC 11	1	14	13	0,66	4,42	4,70	0,357	0,33	0,44	1x8,0	2,25
VC 12	1	14	33	0,83	86	90	0,143	0,16	0,65	1x10,0	0,90
VC 13	1	14	42	7,00	4,50	5,23	0,360	1,18	1,57	1x16,0	2,38
VC 14	1	14	33	1,52	1,58	1,49	0,188	0,26	0,65	1x10,0	1,19

**TAB. 6.1c. SEQUÊNCIA PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO (CISALHAMENTO)**

VIGA	b (cm)	d (cm)	V (kN)	$\sigma_{alvmin}$ (MPa)	$\sigma_{alvmax}$ (MPa)	$\sigma_{alv}$ (MPa)	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{swmin}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ (mm)	s (cm)
VC01	14	33	5,23	0,25	0,71	0,11	—	—	—	—
VC02	14	33	5,11	0,25	0,71	0,11	—	—	—	—
VC03	14	13	2,97	0,25	0,71	0,16	—	—	—	—
VC04	14	13	3,16	0,25	0,71	0,17	—	—	—	—
VC05	14	13	3,06	0,25	0,71	0,17	—	—	—	—
VC06	14	33	16,71	0,25	0,71	0,36	3,07	1,40	6,30	20,0
VC07	14	13	2,69	0,25	0,71	0,15	—	—	—	—
VC08	14	33	5,15	0,25	0,71	0,11	—	—	—	—
VC09	14	13	3,13	0,25	0,71	0,17	—	—	—	—
VC10	14	33	8,70	0,25	0,71	0,19	—	—	—	—
VC11	14	13	3,07	0,25	0,71	0,17	—	—	—	—
VC12	14	33	3,88	0,25	0,71	0,08	—	—	—	—
VC13	14	42	22,04	0,25	0,71	0,37	3,18	1,40	6,30	20,0
VC14	14	33	4,78	0,25	0,71	0,10	—	—	—	—

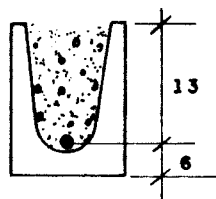
Da tabela 6.1 b: \* como o valor de  $M_0$  calculado é maior em todas as vigas que o valor de M atuante, as vigas foram calculadas pelo CASO 1 (ver item 5.2.2).



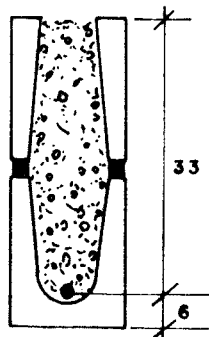
6.2a , pois o nome da viga vem da figura 6.4b , e a sétima -  
coluna da tabela 6.2a , pois as ações das lajes nas paredes  
são obtidas na figura 6.6.

A figura 6.10, representa a seção -  
transversal das vigas VT 03, VT 07 e VT 09.

A figura 6.11 representa a seção trans  
versal das vigas VT 01, VT 02, VT 04, VT 05, VT 06, VT 08 ,  
VT 10, VT 11, VT 12, VT 13 e VT 14.



**FIG. 6.10. SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS  
VT03, VT07 e VT09**



**FIG. 6.11 . SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS  
VT 01, VT 02, VT 04, VT 05, VT 06  
VT 08, VT 10, VT 11, VT 12, VT 13 e VT 14.**

No dimensionamento das vigas do térreo  
1º e 2º pavimentos, é considerado como peso da alvenaria so-  
bre as vigas, o peso do peitoril do pavimento imediatamente-  
superior do pavimento da viga considerada. Da figura 6.2 ob-  
tém-se qual viga está sob algum peitoril, e a altura deste -  
peitoril ( sobre as vigas VT07 e VT09 não foi considerada  
parede ).

TAB. 6.2a. SEQUÊNCIA PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO TÉRREO, 1º e 2º PAVIMENTO (CÁLCULO DOS ESFORÇOS)

VIGA	b (cm)	h (cm)	d (cm)	p.p (KN/m)	P <sub>gIV</sub> (KN/m)	LAJE (KN/m)	P (KN/m)	l (m)	M (KN.m)	V (KN)	K <sub>gIV</sub> (DO <sup>-4</sup> )	f <sub>gIV</sub> (MPa)	M <sub>o</sub> (KN.m)
VT01	14	39	33	1,50	4,24	3,79	9,53	1,27	1,92	6,05	1,35	2,64	5,43
VT02	14	39	33	1,50	4,24	3,58	9,32	1,27	1,83	5,92	1,35	2,64	5,43
VT03	14	19	13	0,75	-	6,92	7,67	0,85	0,69	3,26	1,35	2,64	0,84
VT04	14	39	33	1,50	-	7,39	8,89	0,85	0,80	3,78	1,35	2,64	5,43
VT05	14	39	33	1,50	-	9,69	11,19	0,85	1,01	4,76	1,35	2,64	5,43
VT06	14	39	33	1,50	-	12,68	14,16	0,85	1,28	6,03	1,35	2,64	5,43
VT07	14	19	13	0,75	-	3,74	4,49	0,85	0,41	1,91	1,35	2,64	0,84
VT08	14	39	33	1,50	4,24	4,52	10,26	1,27	2,07	6,52	1,35	2,64	5,43
VT09	14	19	13	0,75	-	4,52	5,27	0,85	0,48	2,24	1,35	2,64	0,84
VT10	14	39	33	1,50	-	11,00	12,50	1,69	4,46	10,56	1,35	2,64	5,43
VT11	14	39	33	1,50	-	8,44	9,94	0,85	0,90	4,22	1,35	2,64	5,43
VT12	14	39	33	1,50	-	8,48	9,94	0,85	0,90	4,22	1,35	2,64	5,43
VT13	14	39	33	1,50	4,24	2,30	8,04	1,27	1,62	5,11	1,35	2,64	5,43
VT14	14	39	33	1,50	4,24	3,00	8,74	1,27	1,76	5,55	1,35	2,64	5,43

TAB. 6. 2b. SEQUÊNCIA PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO  
TÉRREO, 1º e 2º PAVIMENTO (FLEXÃO SIMPLES)

VIGA	CASO*	b (cm)	d (cm)	M (kN.m)	nK <sub>s</sub> (10 <sup>-5</sup> )	n <sub>p</sub> (10 <sup>-2</sup> )	β <sub>y</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin.</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	f <sub>oiv</sub> (MPa)
VT01	1	14	33	1,92	2,00	2,29	0,238	0,40	0,65	1 x 10,0	1,50
VT02	1	14	33	1,83	1,96	2,00	0,220	0,35	0,65	1 x 10,0	1,39
VT03	1	14	13	0,69	4,63	5,23	0,380	0,35	0,48	1 x 8,0	2,38
VT04	1	14	33	0,80	0,83	0,90	0,143	0,16	0,65	1 x 10,0	0,90
VT05	1	14	33	1,01	1,05	1,07	0,158	0,19	0,65	1 x 10,0	1,00
VT06	1	14	33	1,28	1,33	1,49	0,188	0,26	0,65	1 x 10,0	1,19
VT07	1	14	13	0,41	2,75	2,98	0,275	0,21	0,28	1 x 6,3	1,73
VT08	1	14	33	2,07	2,15	2,29	0,238	0,41	0,65	1 x 10,0	1,50
VT09	1	14	13	0,48	3,22	3,34	0,294	0,23	0,31	1 x 6,3	1,85
VT10	1	14	33	4,46	4,64	5,23	0,380	0,92	1,22	1 x 12,5	2,38
VT11	1	14	33	0,90	0,94	0,90	0,143	0,16	0,65	1 x 10,0	0,90
VT12	1	14	33	0,90	0,94	0,90	0,143	0,16	0,65	1 x 10,0	0,90
VT13	1	14	33	1,62	1,69	1,73	0,204	0,31	0,65	1 x 10,0	1,29
VT14	1	14	33	1,76	1,83	2,00	0,220	0,35	0,65	1 x 10,0	1,39

TAB.6.2c. SEQUÊNCIA PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO TÉRREO  
1º e 2º PAVIMENTO (CISALHAMENTO)

VIGA	b (cm)	d (cm)	V (kN)	$\tau_{alv\ min.}$ (MPa)	$\tau_{alv\ max.}$ (MPa)	$\tau_{alv}$ (MPa)	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw\ min.}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\phi$ (mm)	s (cm)
VT01	14	33	6,05	0,25	0,71	0,13	—	—	—	—
VT02	14	33	5,92	0,25	0,71	0,13	—	—	—	—
VT03	14	13	3,26	0,25	0,71	0,18	—	—	—	—
VT04	14	33	3,78	0,25	0,71	0,08	—	—	—	—
VT05	14	33	4,76	0,25	0,71	0,10	—	—	—	—
VT06	14	33	6,03	0,25	0,71	0,13	—	—	—	—
VT07	14	13	1,91	0,25	0,71	0,10	—	—	—	—
VT08	14	33	6,52	0,25	0,71	0,14	—	—	—	—
VT09	14	13	2,24	0,25	0,71	0,12	—	—	—	—
VT10	14	33	10,56	0,25	0,71	0,22	—	—	—	—
VT11	14	33	4,22	0,25	0,71	0,09	—	—	—	—
VT12	14	33	4,22	0,25	0,71	0,09	—	—	—	—
VT13	14	33	5,11	0,25	0,71	0,11	—	—	—	—
VT14	14	33	5,55	0,25	0,71	0,12	—	—	—	—

Da tabela 6.2b: \* como o valor de  $M_0$  - calculado, é maior em todas as vigas que o valor de M atuante, as vigas foram calculadas pelo CASO 1 (ver item 5.2.2).

## 6.3 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

A primeira atitude a ser assumida no dimensionamento das paredes, é a divisão destas em sub-estruturas, ou seja, regiões onde as ações de uma parede influenciam nas ações finais de outras (item 3.7). O objetivo desta divisão é obter ações resultantes homogeneizadas nas bases das paredes que compõem estas regiões (sub-estruturas).

Não existe critério fixo para divisão das paredes em sub-estruturas; aceita-se como coerente a interrupção das mesmas nos vãos e em grandes lances de paredes sem aberturas (figura 6.12) [10].

### 6.3.1 AÇÕES VERTICAIS NAS PAREDES

As ações a que estão submetidas as paredes são calculadas, agrupadas e homogeneizadas nas tabelas 6.3a e 6.3b (para as paredes do último pavimento ou cobertura) e tabelas 6.4a e 6.4b (para as paredes do térreo, primeiro e segundo pavimentos).

As tabelas 6.3a, 6.3b, 6.4a e 6.4b são montadas da seguinte maneira:

- a) as colunas SUB e PAR são obtidas com dados da figura 6.12;
- b)  $l$  - é o comprimento das paredes, obtido também da figura 6.12;

c) p.p. - da tabela 10.1, considerando grauteamento a cada 1,00m e pé direito de 2,60 m, mais revestimento;

$$p.p. = 2,97 \text{ kN/m}^2 \times 2,60 \text{ m} = 7,72 \text{ kN/m};$$

d) laje - são as ações das lajes nas paredes, obtidas da figura 6.5 (para montagem das tabelas 6.3a e 6.3b) e da figura 6.6 (para montagem das tabelas 6.4a e 6.4b);

e)  $q_0$  - é a soma das colunas p.p. + laje;

f)  $q_0 \ell$  - é a multiplicação das colunas  $q_0$  x  $\ell$ ;

g) P - é a reação de apoio das vigas - que se apoiam nas paredes; é obtida da tabela 6.1a ou 6.2b (coluna V);

$$h) \bar{q} = (q_0 \ell + P) / \ell ;$$

i) o valor que se encontra na intersecção das linhas  $\ell$  com a coluna  $\bar{q}$ , são as ações homogeneizadas nas bases das sub-estruturas.

As tabelas 6.5a e 6.5b apresentam as ações acumuladas nas bases das paredes do último pavimento - ou cobertura (coluna  $q$  das tabelas 6.3a e 6.3b), passando pelo segundo pavimento (coluna COB das tabelas 6.5a e 6.5b mais coluna  $q$  das tabelas 6.4a e 6.4b), primeiro pavimento (coluna 2º das tabelas 6.5a e 6.5b mais coluna  $q$  das tabelas 6.4a e 6.4b) até chegar ao térreo (coluna 1º das tabelas 6.5a e 6.5b mais coluna  $q$  das tabelas 6.4a e 6.4b).

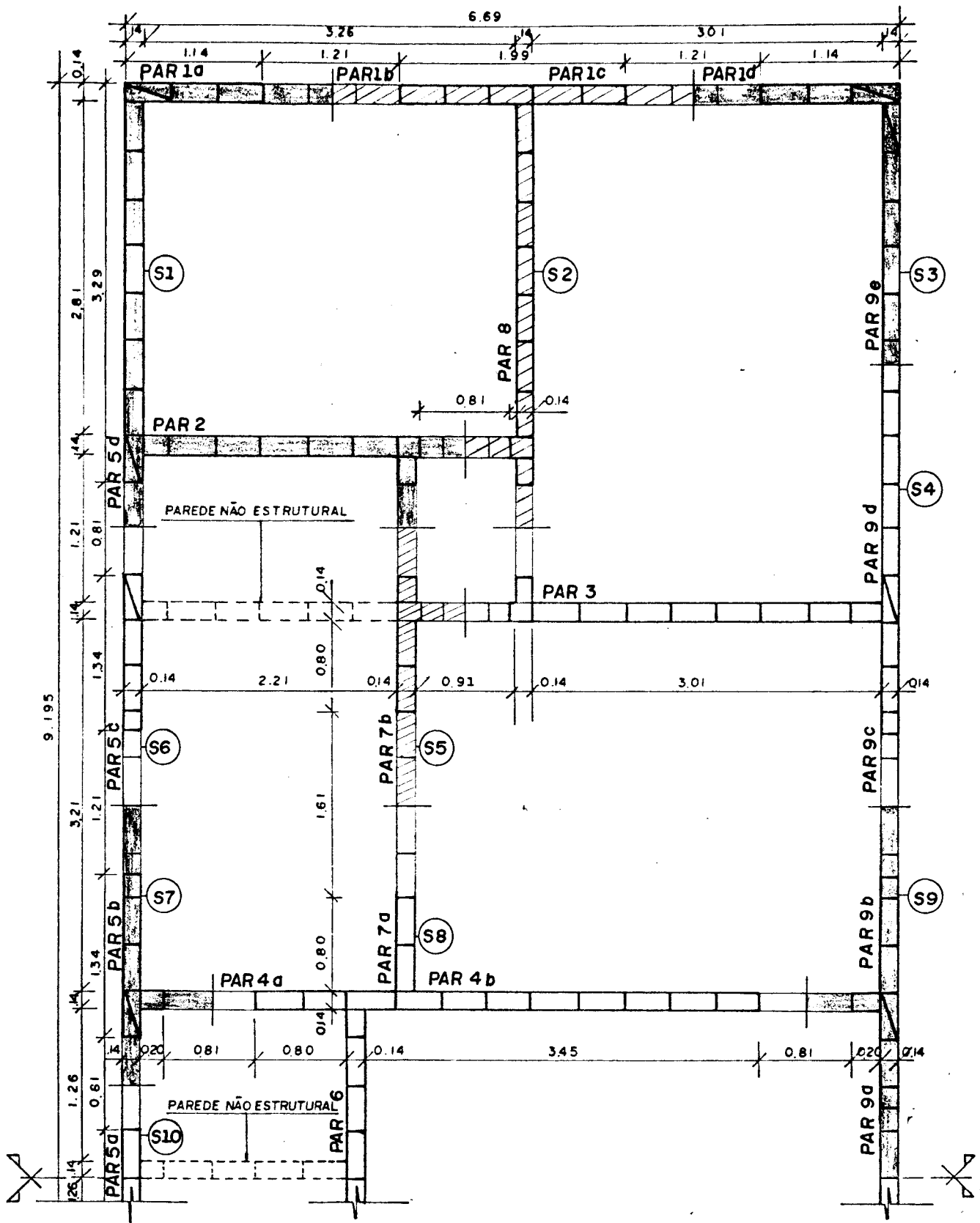


FIG. 6.12. DIVISÃO DAS PAREDES EM SUB-ESTRUTURAS

TAB. 6.3a. AÇÕES NAS PAREDES DO ÚLTIMO PAVIMENTO (kN/m)

SUB.	PAR	I	P.P.	LAJE	q <sub>o</sub>	q <sub>o1</sub>	P	q
1	1a	1,14	11,03*	3,42	14,45	16,47	5,23	19,04
	2	2,41	7,72	8,54	16,26	39,19	6,04	18,77
	5d	3,15	11,03*	3,03	14,06	44,29	3,13	15,05
Σ		6,70				99,95	14,40	17,07
2	1b	1,12	11,03*	3,42	14,45	16,18	5,23	19,11
	1c	0,87	11,03*	3,24	14,27	12,41	5,11	20,14
	8	3,29	7,72	10,43	18,15	59,71	6,85	20,23
Σ		5,28				88,30	17,19	19,78
3	1d	1,14	11,03*	3,24	14,27	16,27	5,11	18,75
	9e	1,96	11,03*	4,10	15,13	29,65	—	15,13
Σ		3,10				45,92	5,11	16,46
4	9d	2,27	11,03*	4,10	15,13	34,34	—	15,13
	3	3,15	7,72	10,16	17,88	56,32	7,04	20,11
	9e	1,07	11,03*	2,71	13,74	14,70	4,78	18,21
Σ		6,49				105,36	11,82	18,06
5	7b	1,34	7,72	8,79	16,51	22,12	14,93	27,65
Σ		1,34				22,12	14,93	27,65
6	5c	1,34	11,03*	3,30	14,33	19,20	8,28	20,51
Σ		1,34				19,20	8,28	20,51
7	5b	1,34	11,03*	3,30	14,33	19,20	10,90	22,46
Σ		1,34				19,20	10,90	22,46



TAB. 6.3b. AÇÕES NAS PAREDES DO ÚLTIMO PAVIMENTO  
( CONTINUAÇÃO ) ( kN/m ).

SUB.	PAR	l	p.p	LAJE	q <sub>o</sub>	q <sub>o</sub> xl	P	q
8	4a	1,20	7,72	6,46	14,18	17,02	3,06	16,73
	4b	3,20	35,03 <sup>**</sup>	10,50	45,53	145,70	16,71	50,75
	6	1,41	35,03 <sup>**</sup>	6,63	41,66	58,74	-	41,66
	7a	0,80	7,72	8,79	16,51	13,21	8,70	27,39
Σ		6,61				234,67	28,47	39,81
9	9a	0,86	35,03 <sup>**</sup>	2,27	37,30	32,08	30,39	72,64
	9b	1,07	11,03 <sup>*</sup>	2,71	13,74	14,70	13,14	26,02
Σ		1,93				46,78	43,53	46,79
10	5a	0,395	11,03 <sup>*</sup>	2,26	13,29	5,25	2,69	20,10
Σ		0,395				5,25	2,69	20,10

Das tabelas 6.3a e 6.3b: \* ao p.p. foi acrescido o peso da platibanda.

\*\* ao p.p. foi acrescido o peso do reservatório.

**TAB. 6.4a. AÇÕES NAS PAREDES DO TÉRREO, PRIMEIRO E SEGUNDO PAVIMENTOS (kN/m)**

SUB.	PAR	I	P.P.	LAJE	q <sub>o</sub>	q <sub>o</sub> xI	P	q
1	1a	1,14	7,72	3,79	11,51	13,12	6,05	16,82
	2	2,41	7,72	10,37	18,09	43,60	7,48	21,20
	5a	3,15	7,72	3,35	11,07	34,87	2,24	11,78
$\Sigma$		6,70				91,59	15,77	16,02
2	1b	1,12	7,72	3,79	11,51	12,89	6,05	16,91
	1c	0,87	7,72	3,58	11,30	9,83	5,92	18,10
	8	3,29	7,72	11,48	19,20	63,17	7,48	21,47
$\Sigma$		5,28				85,89	19,45	19,95
3	1d	1,14	7,72	3,58	11,30	12,88	5,92	16,49
	9a	1,96	7,72	4,53	12,25	24,01	—	12,25
$\Sigma$		3,10				36,89	5,92	13,81

TAB. 6.4b. AÇÕES NAS PAREDES DO TÉRREO, PRIMEIRO E -  
SEGUNDO PAVIMENTOS (CONTINUAÇÃO) (KN/m)

SUB	PAR	l	p.p.	LAJE	q <sub>o</sub>	q <sub>o</sub> xl	P	q
4	9d	2,27	7,72	4,53	12,25	27,81	—	12,25
	3	3,15	7,72	11,23	18,95	59,69	8,00	21,49
	9e	1,07	7,72	3,00	10,72	11,47	5,55	15,91
Σ		6,49				98,97	13,55	17,34
5	7b	1,34	7,72	11,00	18,72	25,08	18,56	32,57
Σ		1,34				25,08	18,56	32,57
6	5c	1,34	7,72	4,52	12,24	16,40	8,76	18,78
Σ		1,34				16,40	8,76	18,78
7	5b	1,34	7,72	4,52	12,24	16,40	13,19	22,08
Σ		1,34				16,40	13,19	22,08
8	4a	1,20	7,72	9,69	17,41	20,89	4,76	21,37
	4b	3,20	7,72	12,68	20,40	65,28	6,03	22,28
	6	1,14	7,72	10,02	17,74	20,22	—	17,74
	7a	0,80	7,72	11,00	18,72	14,98	10,56	31,93
Σ		6,34				121,37	21,35	22,51
9	9a	0,86	7,72	2,30	10,02	8,62	8,13	19,48
	9b	1,07	7,72	3,00	10,72	11,47	8,57	18,73
Σ		1,93				20,09	16,70	19,06
10	5a	0,395	7,72	3,74	11,46	4,53	1,91	16,30
Σ		0,395				4,53	1,91	16,30

TAB. 6.5a. AÇÕES ACUMULADAS NAS PAREDES (KN/m)

SUB	PAR	I	COB	2ª	1ª	TÉRREO
01	1a	1,14	19,04	35,86	52,68	69,50
	2	2,41	18,77	39,97	61,17	82,37
	5d	3,15	15,05	26,83	38,61	50,39
	$\bar{q}$		17,07	33,09	49,11	65,13
2	1b	1,12	19,11	36,02	52,93	69,84
	1c	0,87	20,14	38,24	56,34	74,44
	8	3,29	20,23	41,70	63,17	84,64
	$\bar{q}$		19,78	39,73	56,68	79,63
3	1d	1,14	18,75	35,24	51,73	68,22
	9e	1,96	15,13	27,38	39,63	51,88
	$\bar{q}$		16,46	30,27	44,08	57,19
4	9d	2,27	15,13	27,38	39,63	51,88
	3	3,15	20,11	41,60	63,09	84,58
	9e	1,07	18,21	34,12	50,03	65,94
	$\bar{q}$		18,06	35,40	52,74	70,08
5	7b	1,34	27,65	60,22	92,79	125,36
	$\bar{q}$		27,65	60,22	92,79	125,36
6	5c	1,34	20,51	39,29	58,07	76,85
	$\bar{q}$		20,51	39,29	58,07	76,85
7	5b	1,34	22,46	44,54	66,62	88,70
	$\bar{q}$		22,46	44,54	66,62	88,70

**TAB.6.5b. AÇÕES ACUMULADAS NAS PAREDES  
(CONTINUAÇÃO) (kN/m)**

SUB	PAR	l	COB	2ª	1ª	TÉRREO
8	4a	1,20	16,73	38,10	59,47	80,84
	4b	3,20	50,75	73,03	95,31	117,59
	6	1,41	41,66	59,40	77,14	94,88
	7a	0,80	27,39	59,32	91,25	123,18
	$\bar{q}$		39,81	62,32	84,83	107,34
9	9a	0,86	72,64	92,12	111,60	131,08
	9b	1,07	26,02	44,75	63,48	82,21
	$\bar{q}$		46,79	65,85	84,91	103,97
10	5a	0,395	20,10	36,40	52,70	69,00
	$\bar{q}$		20,10	36,40	52,70	69,00

### 6.3.2 AÇÕES HORIZONTAIS NAS PAREDES

As ações horizontais a serem consideradas são as devidas ao vento.

Da NBR 6123, item 4.2 tira-se:

$$q_o = V_k^2 / 1600 \quad (\text{kN/m}^2) \text{ e}$$

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3, \text{ onde:}$$

$q_0$  = pressão dinâmica do vento;

$V_0$  = velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura será construída;

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico.

Do exemplo tem-se:

$V_0 = 40$  m/s (região de São Carlos - figura 1 da NBR 6123).

$S_1 = 1.0$  (tabela 1 da NBR 6123).

$S_3 = 1.0$  (tabela 3 da NBR 6123).

$S_2 =$  tabela 6.6 (obtido da tabela 2 da NBR 6123, com rugosidade 2 e classe A).

A tabela 6.6 também fornece os valores calculados de  $V_k$  e  $q_0$ .

**TAB. 6.6. VALORES DE  $S_2$ ,  $V_k$ ,  $q_0$**

$h$ (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	$q_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
5	0.79	31,6	0,62
10	0,93	37,20	0,86
15	1,00	40,0	1,00
20	1,03	41,20	1,07
30	1,07	42,80	1,15

A figura 6.13 esquematiza a distribuição das pressões nas paredes do edifício.

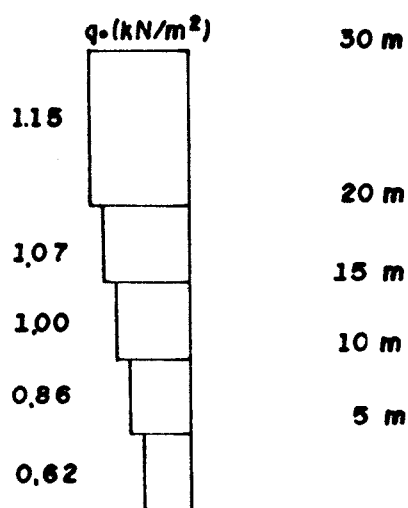


FIG. 6.13. ESQUEMA DA DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES

A seguir calcula-se com o auxílio da tabela 4 da NBR 6123, o coeficiente de pressão  $C_e$  (fig. 6.14a).

A figura 6.14 esquematiza a planta e o corte do edifício do exemplo (para facilitar o cálculo adotou-se distância de piso a piso = 2,70 m).

De acordo com a figura 6.14, tem-se:

$$\frac{H}{b} = \frac{11,80}{6,69} = 1,76 \quad \text{e} \quad \frac{a}{b} = \frac{18,39}{6,69} = 2,75$$

Portanto os coeficientes de pressão  $C_e$  serão:

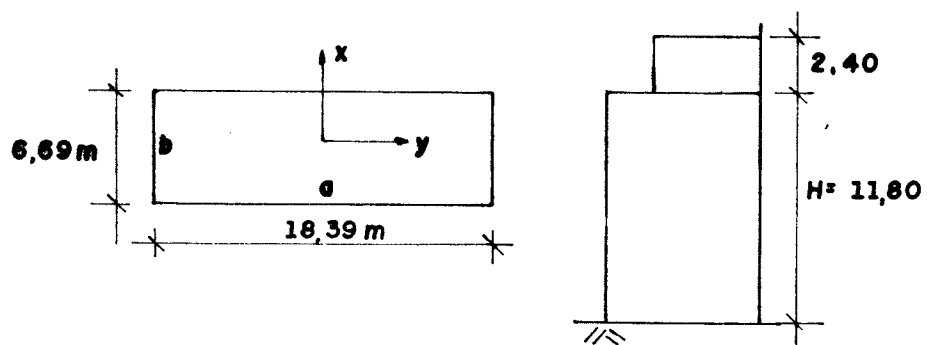


FIG. 6.14. ESQUEMA DA PLANTA E CORTE DO EDIFÍCIO

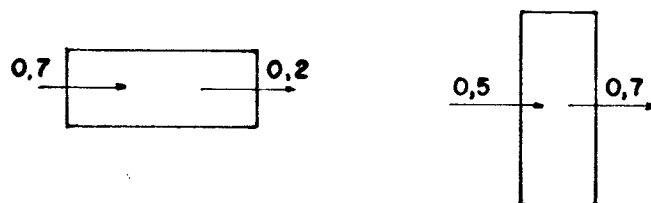


FIG. 6.14.a. COEFICIENTES DE PRESSÃO  $C_e$



Cálculo dos esforços na base do edifício.

$$\text{DIREÇÃO Y} - q = C_e \times b \times q_o$$

$$h \leq 5,00 \text{ m} \rightarrow q = (0,7 + 0,2) \times 6,69 \times 0,62 = 3,73 \text{ kN/m}$$

$$h \leq 10,00 \text{ m} \rightarrow q = (0,7 + 0,2) \times 6,69 \times 0,86 = 5,18 \text{ kN/m}$$

$$h \leq 15,00 \text{ m} \rightarrow q = (0,7 + 0,2) \times 6,69 \times 1,00 = 6,02 \text{ kN/m}$$

$$H_{1,y} = (0,7 + 0,2) \times 4,35 \times 2,40 \times 1,00 = 9,40 \text{ (do reservatório)}$$

$$V_y = 3,73 \times 5 + 5,18 \times 5 + 6,02 \times 1,80 + 9,40 = 64,79 \text{ kN}$$

$$M_x = 18,65 \times 2,50 + 25,90 \times 7,50 + 10,84 \times 10,90 + 9,40 \times 13,00 = 481,23 \text{ kN.m.}$$

A figura 6.15 esquematiza os esforços na base do edifício segundo a direção Y.

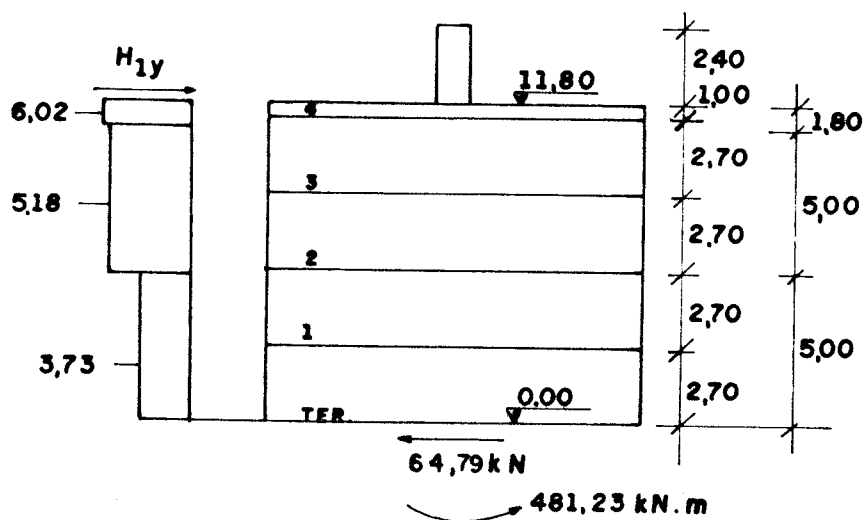


FIG. 6.15. ESFORÇOS NA BASE DO EDIFÍCIO DIREÇÃO Y.

1ª estimativa - efeito do vento na PAR 01, trabalhando sozinha (como aba).

$$N_q = \pm \frac{M}{\text{distância das paredes}} \times \frac{1}{\text{comprimento da parede}} =$$

$$= \frac{481,23}{18,39} \times \frac{1}{6,69 - 2 \times 1,21} = 6,13 \text{ kN/m}$$

$N_q$  é aproximadamente 9% das ações homogeneizadas das sub-estruturas 1, 2 e 3 (tabela 6.5a).

Neste caso o efeito do vento pode ser desprezado.

DIREÇÃO X -  $q = C_e \times b \times q_0$

$h \leq 5,00 \text{ m}$      $q = (0,7 + 0,5) \times 18,39 \times 0,62 = 13,68 \text{ kN/m}$

$h \leq 10,00 \text{ m}$      $q = (0,7 + 0,5) \times 18,39 \times 0,86 = 18,98 \text{ kN/m}$

$h \leq 15,00 \text{ m}$      $q = (0,7 + 0,5) \times 18,39 \times 1,00 = 22,07 \text{ kN/m}$

$H_{1x} = (0,7 + 0,5) \times 3,09 \times 2,40 \times 1,00 = 8,90 \text{ kN/m}$  (do reservatório)

$V_y = 13,68 \times 5 + 18,98 \times 5 + 22,07 \times 1,80 + 8,9 = 211,93 \text{ kN}$

$M_y = 63,40 \times 2,50 + 94,90 \times 7,50 + 39,73 \times 10,90 + 8,90 \times 13,00 = 1431,46 \text{ kN.m}$

A figura 6.16, esquematiza os esforços na base do edifício, segundo a direção X.

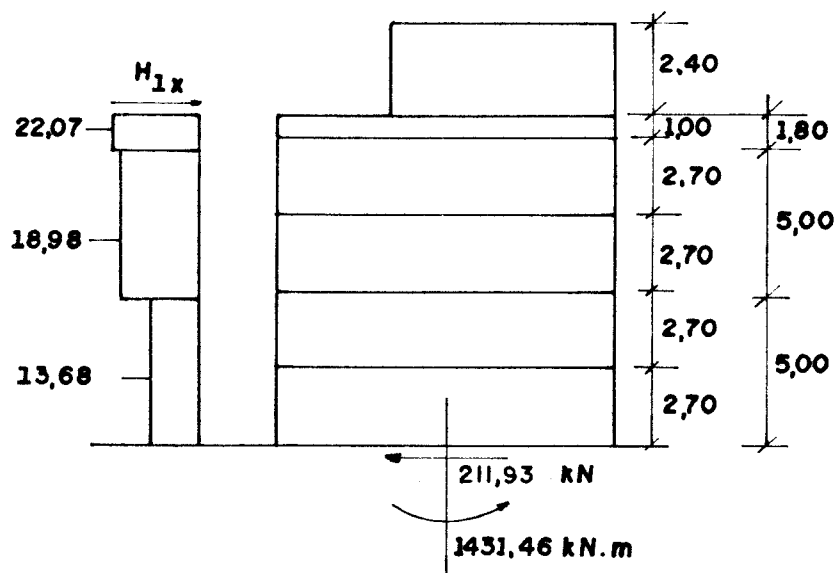


FIG. 6.16. ESFORÇOS NA BASE DO EDIFÍCIO - DIREÇÃO X.

1ª estimativa - efeito do vento na PAR 5, trabalhando sozinha (como aba).

$$N_q = \frac{M}{\widehat{\text{distância das paredes}}} \times \frac{1}{\text{comprimento da parede}} =$$

$$= \frac{1431,46}{6,69} \times \frac{1}{18,39 - 4 \times 0,81 - 2 \times 1,21} = 16,81 \text{ kN/m}$$

$N_q$  é aproximadamente 23% das ações homogeneizadas das sub-estruturas 1, 6, 7 e 10 (tabela 6.5a e 6.5b).

Neste caso o efeito do vento deve ser considerado.

2ª estimativa - paredes simples (sem aba).

Como a única parede com aberturas é a PAR 1, verifica-se a efetividade das aberturas desta parede- (figura 6.17).

Da equação 3.4.2 tem-se:

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 \cdot I_v}{h \times b^3} \left[ \frac{l^2}{I_1 + I_2} + \frac{s_1 + s_2}{s_1 \times s_2} \right]}$$

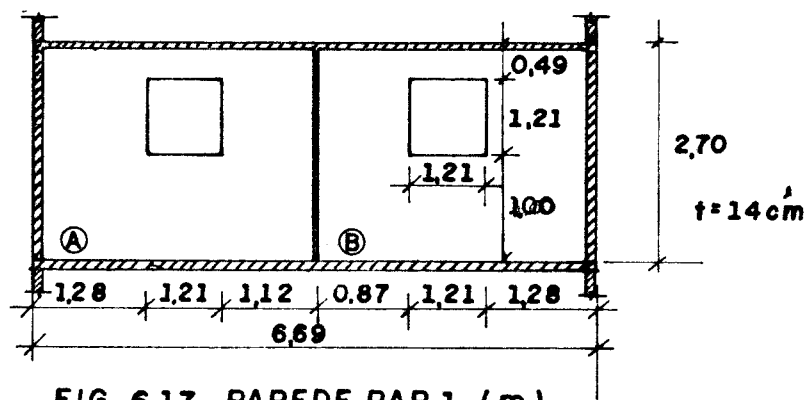


FIG. 6.17. PAREDE PAR 1 (m)

$$I_v = \frac{0,14 \times 1,49^3}{12} = 3,86 \times 10^{-2} \text{ m} \quad (\text{momento de inércia da seção transversal sobre as aberturas}).$$

$$h = 1,21 \text{ m} ; b = 1,21 \text{ m} \text{ (vão da abertura).}$$

$$x = 0,64 + 1,21 + 0,56 = 2,41\text{m (distância da aplicação das forças normais)}.$$

$$S_1 = 1,28 \times 0,14 = 0,18 \text{ m}^2 \quad (\text{área da seção longitudinal das paredes menos as aberturas})$$

$$S_2 = 1,12 \times 0,14 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{0,14 \times 1,28^3}{12} = 0,024 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,14 \times 1,12^3}{12} = 0,016 \text{ m}^4$$

(momento de inércia das seções longitudinais das paredes menos as aberturas)

Portanto, do painel A:

$$\alpha = \sqrt{\frac{12 \times 3,86 \times 10^{-4}}{2 \times 1,21 \times 1,21^3} \cdot \left[ \frac{2,41^2}{0,024 + 0,016} + \frac{0,18 + 0,16}{0,18 \times 0,16} \right]} = 5,82$$

A efetividade é  $\alpha \cdot H = 5,82 \times 10,80 = 62,86$  (item 3.4.2), e do painel B  $\alpha \cdot H = 67,09$ .

Como a efetividade  $\alpha H$  é maior que 13 - (item 3.4.2), considera-se a parede como sem abertura.

Logo, pode-se montar a tabela 6.7, que determina o valor da tensão de flexão para dimensionamento.

Da tabela 6.7:

a) PAR - parede na direção do vento - considerado;

b) n - número de repetições da parede;

c) h - comprimento da parede;

**TAB.6.7. CÁLCULO DAS TENSÕES DE FLEXÃO NAS PAREDES**

PAR	n	h (m)	I (m <sup>4</sup> )	%	M <sub>1</sub> (kN.m)	W (m <sup>3</sup> )	σ (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN/m)
1	2	6,69	3,49	28,7	410,83	1,04	395,03	55,30
2	2	2,49	0,18	1,15	16,46	0,14	117,57	16,46
3	2	3,29	0,42	3,46	49,53	0,26	190,50	26,67
4	2	5,54	1,98	16,31	233,47	0,71	328,83	46,03
Σ			12,14					

d)  $I = \frac{t \cdot h^3}{12}$ , onde  $t = 14$  cm;

e)  $\% = \frac{I}{I}$  ;

f)  $M_1 = \% M_y$  ;

g)  $W = \frac{2I}{h}$  ;

h)  $\sigma = \frac{M_1}{W}$  ;

i)  $N = b \cdot \sigma = 0,14 \cdot \sigma$  (kN/m) , que é a tensão a ser considerada no dimensionamento.

3ª estimativa - é o calculo mais exato, pois considera-se as paredes enrijecidas de acordo com os critérios do item 4.2 (figura 6.18). Na figura 6.19, estão as características geométricas das paredes enrijecidas.

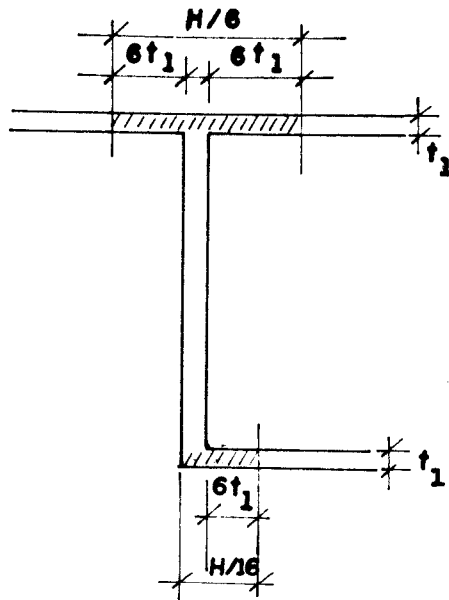


FIG. 6.18. LARGURA EFETIVA DAS ABAS

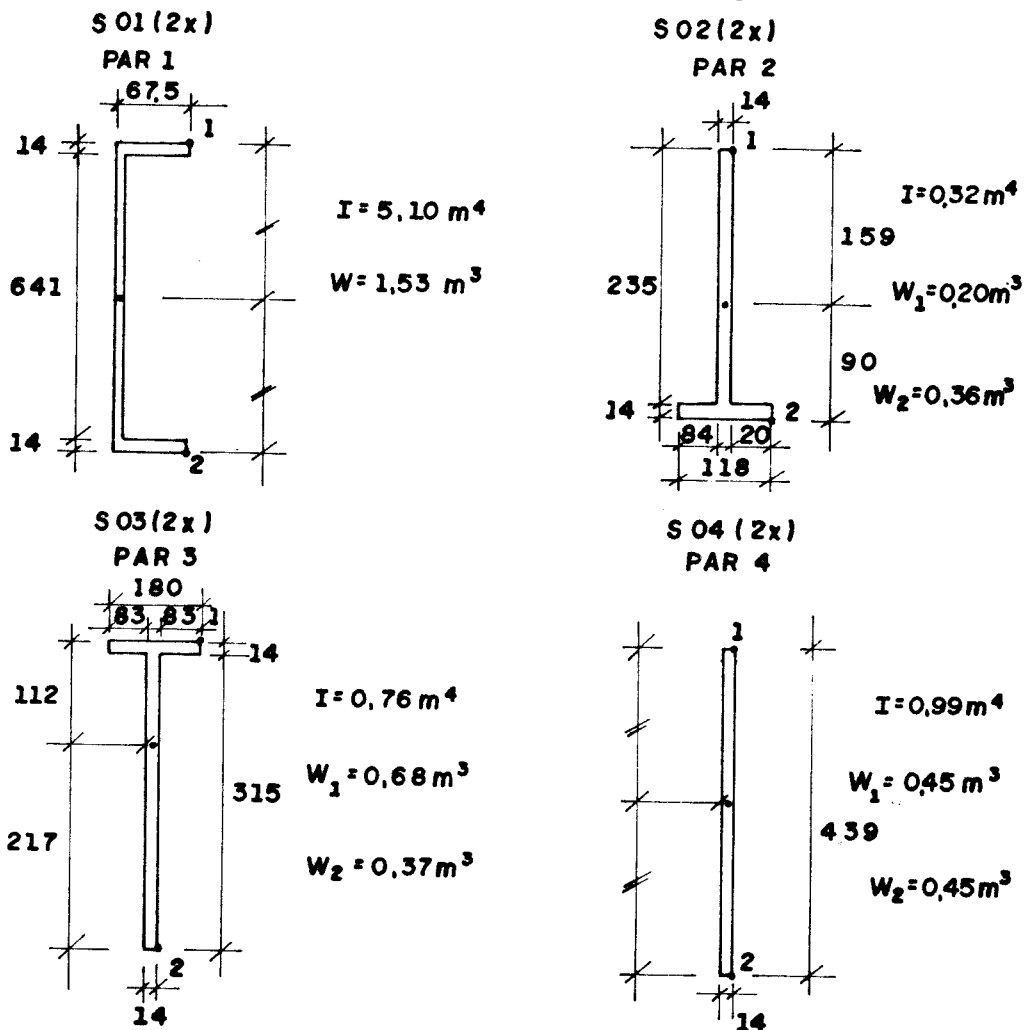


FIG. 6.19. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS - PAREDES ENRIJECIDAS.

As tabelas 6.8a e 6.8b apresentam o cálculo das tensões pelo método mais exato.

**TAB. 6.8a. CÁLCULO DAS TENSÕES COM PAREDES ENRIJECIDAS**

PAR	n	I (m <sup>4</sup> )	%	M (kN.m)	W <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> )
01	2	5,10	35,57	509	1,53	1,53
02	2	0,32	2,23	32	0,20	0,36
03	2	0,76	5,30	76	0,68	0,37
04	2	0,99	6,90	98	0,45	0,45
	Σ	14,34				

**TAB. 6.8b. CÁLCULO DAS TENSÕES COM PAREDES ENRIJECIDAS (CONTINUAÇÃO).**

PAR	σ <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>1</sub> (kN/m)	σ <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>2</sub> (kN/m)
01	332,7	46,58	332,7	46,58
02	160,0	22,40	88,89	12,44
03	111,76	15,63	205,41	28,76
04	217,78	30,49	217,78	30,49

### 6.3.3 AÇÕES DE DESAPRUMO E EFEITOS 2ª ORDEM

- Ações de desaprumo

São dados do projeto:

H ≈ 11,80 (altura da construção acima da fundação);

N ≈ 520.000 kgf (peso estimado da construção acima

da fundação).

Calcula-se:

$$q = \frac{N}{100 H \sqrt{H}} \quad (\text{da eq. 3.5.2})$$

$$q \approx 1,30 \text{ kN/m}$$

A ação de desaprumo não foi considerada porque ela representa só 35% da menor das ações do vento.

- Efeito de 2ª ordem

O coeficiente global de estabilidade é calculado pela seguinte equação:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{N}{E I}} \quad [1^\circ] \quad (6.3.1)$$

$\alpha$  = coeficiente de estabilidade global;

$N$  = valor estimado do peso total do edifício;

$I$  = soma dos momentos de inércia dos elementos portantes respectivamente na direção  $x$  e  $y$ ;

$E$  = módulo de deformação longitudinal da alvenaria.



Se  $\alpha \leq 0,6$  para  $n \geq 4$  e  $\alpha \leq 0,2 + 0,1n$  para  $1 < n < 4$  (onde  $n$  é o número de pavimentos do edifício) pode-se considerar a estrutura convenientemente contraventada.

No exemplo, segundo a direção  $x$  (com - primento) tem-se:

$$H = 11,96 \text{ m}; N \approx 520.000 \text{ kgf}; E \approx 5 \times 10^8 \text{ kgf/m}^2 \text{ e}$$
$$I_x \approx 42 \text{ m}^4$$

Logo

$$\alpha_x \approx 0,06 \leq 0,6$$

Segundo a direção  $y$  (largura) tem-se:

$$H = 11,96 \text{ m}; N \approx 520.000 \text{ kgf}; E \approx 5 \times 10^8 \text{ kgf/m}^2 \text{ e}$$
$$I_y \approx 450 \text{ m}^4$$

Logo

$$\alpha_y \approx 0,02 \leq 0,6$$

No caso de o coeficiente de estabilidade de  $\alpha > 0,6$ , deve-se reestruturar a geometria dos elementos - portantes, ou considerar a teoria de 2ª ordem no cálculo dos esforços solicitantes. Um critério apropriado é dado pela norma DIN 1053<sup>[16]</sup>.

### 6.3.4. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DO PRISMA

Da equação 5.1.1, tem-se

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alc,c}} + \frac{f_{alv,f}}{\bar{f}_{alv,f}} \leq 1$$

Onde:

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

$$\bar{f}_{alv,f} = 0,33 f_p \text{ (eq. 5.1.2, 5.1.3 e 5.1.4)}$$

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 \times f_p \times \left[ 1 - \left( \frac{2,60}{40 \times 14} \right)^3 \right] = 0,18 f_p$$

Logo:

$$\frac{f_{alv,c}}{0,18 f_p} + \frac{f_{alv,f}}{0,33 f_p} \leq 1$$

E,

$$f_p \geq 5,55 f_{alv,c} + 3,03 f_{alv,f} \quad (6.3.1)$$

O valor de  $f_{alv,c}$  é obtido nas tabelas 6.5a e 6.5b, dividindo o valor da carga acumulada na coluna do térreo pela espessura da parede  $t = 14$  cm. O valor de  $f_{alv,f}$  é obtido na tabela 6.8b. Com os valores de  $f_{alv,c}$ ,  $f_{alv,f}$  e a equação 6.3.1, calcula-se o valor de  $f_p$ .

A tabela 6.9 apresenta a sequência para determinação da resistência do prisma, que deverá ser utilizado no edifício.

**TAB. 6.9. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO PRISMA**

PAR	$f_{alv,c}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{alv,f}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	Obs:—
1a, 5d	465,21	332,70	3590,00	NÃO TRAÇÃO
1d, 9e	413,50	- 332,70	1286,8	NÃO TRAÇÃO
5d, 2	465,21	88,89	2851,25	NÃO TRAÇÃO
2	465,21	- 160,0	2097,12	NÃO TRAÇÃO
3	500,57	205,41	3400,6	NÃO TRAÇÃO
3,9e, 9d	500,57	- 111,76	2439,5	NÃO TRAÇÃO
4a	766,71	217,78	4915,11	NÃO TRAÇÃO
4b	766,71	- 217,78	3595,37	NÃO TRAÇÃO

NOTA : TRAÇÃO ⊖ ; COMPRESSOR ⊕

A tabela 6.10 apresenta a sequência para a determinação da resistência do prisma, que deverá ser utilizado no edifício, quando há inversão no sentido do vento.

**TAB. 6.10. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO PRISMA - INVERSÃO DO VENTO.**

PAR	$f_{alv,c}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{alv,f}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	Obs:-
1a, 5d	465,21	- 332,70	1573,83	NÃO TRAÇÃO
1d, 9e	413,50	332,70	3303,0	NÃO TRAÇÃO
5d, 2	465,21	- 88,89	2312,58	NÃO TRAÇÃO
2	465,21	160,0	3066,72	NÃO TRAÇÃO
3	500,57	- 205,41	2155,8	NÃO TRAÇÃO
3, 9e, 9d	500,57	111,76	3116,8	NÃO TRAÇÃO
4a	766,71	- 217,78	3595,37	NÃO TRAÇÃO
4b	766,71	217,78	4915,11	NÃO TRAÇÃO

NOTA: TRAÇÃO ⊖ ; COMPRESSOR ⊕

Para as paredes submetidas a apenas - tensões axiais, da equação 5.1.2, tira-se:

$$\begin{aligned}
 \bar{f}_{alv,c} &\leq 0,20 \times f_p \times R = \\
 &= 0,20 \times f_p \times \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 t} \right)^3 \right] = \\
 &= 0,20 \times f_p \times \left[ 1 - \left( \frac{260}{40 \times 14} \right)^3 \right] = \\
 &= 0,18 \times f_p
 \end{aligned}$$

Portanto:

$$f_p \geq 5,55 f_{alv,c} \quad (6.3.2)$$

O valor de  $f_{alv,c}$  é obtido da tabela - 6.5a e 6.5b, dividindo-se o valor da carga acumulada na coluna do térreo, pela espessura da parede  $t = 14$  cm. Com o valor de  $f_{alv,c}$  e a equação 6.3.2, calcula-se o valor de  $f_p$ .

A tabela 6.11 apresenta a sequência para a determinação da resistência do prisma, para as paredes submetidas a tensões axiais.

**TAB. 6.11. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO PRISMA - CARGA AXIAL**

PAR	$f_{alv,c}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
8.1b.1c	568,78	3.156,7
5a	492,86	2.735,4
5b	633,57	3.516,3
5c	548,93	3.046,6
7b	895,40	4.969,5
6.7a	766,71	4.255,2
9a.9b	742,64	4.121,6

Analisando-se as tabelas 6.9, 6.10 e 6.11, conclui-se que o edifício do exemplo deve ter paredes cuja resistência do prisma ôco seja maior ou igual à 4969,60 kN/m<sup>2</sup> ou seja:

$$f_p = 4969 \text{ kN/m}^2 = 5,00 \text{ MPa (referida à área bruta)}$$

Da tabela 4.2 pode-se como primeira análise, orientar o construtor a utilizar a resistência dos componentes, a serem confirmados na obra:

- a) blocos vazados de concreto -  $f_{bk} = 6,0$  MPa (referida à área bruta);
- b) argamassa (tipo "S", ACI - 531) -  $f_{ak} = 12,5$  MPa;
- c) para resistência do graute fino; -  $f_{gk} = 14,0$  MPa (da NBR 8796).

## 6.4 ANCORAGEM

Com as equações 5.6.4 e 5.6.5, monta-se as tabelas 6.12 e 6.13, que fornece o comprimento de ancoragem das barras das vigas último pavimento, 2º pavimento, 1º pavimento e térreo.

Portanto:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{\tau_b} \quad \text{equação 5.6.4;}$$

$$l_b = l_{bo} \cdot \frac{A_{sc}}{A_{se}} \quad \text{equação 5.6.5 .}$$

O valor da tensão de aderência será:

$$\tau_b = 0,80 \text{ MPa} \quad e$$

$$f_y = 165 \text{ MPa}$$

O comprimento de ancoragem das barras de armação das cintas, será:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_y}{\tau_b} = \frac{0,80}{4} \times \frac{165}{0,80} = 41,25 \text{ cm}$$

logo adota-se  $l_b = 50 \text{ cm}$ .

**TAB. 6.12. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM PARA  
AS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO**

VIGA	$A_{sc}$ ( $cm^2$ )	$\phi$ (mm)	$A_{se}$ ( $cm^2$ )	$l_{be}$ (cm)	$l_b$ (cm)	$l_{adotado}$ (cm)
VC 01	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VC 02	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VC 03	0,44	1x8,0	0,50	41,3	37	40
VC 04	0,44	1x8,0	0,50	41,3	37	40
VC 05	0,44	1x8,0	0,50	41,3	37	40
VC 06	0,98	1x12,5	1,25	64,5	51	55
VC 07	0,39	1x8,0	0,50	41,3	33	40
VC 08	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VC 09	0,39	1x8,0	0,50	41,3	33	40
VC 10	0,78	1x10,0	0,80	51,6	51	53
VC 11	0,44	1x8,0	0,50	41,3	37	40
VC 12	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VC 13	1,57	1x16,0	2,00	82,6	65	65
VC 14	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45

**TAB. 6.13. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM PARA AS  
VIGAS DO 2º, 1º PAVIMENTO E TÉRREO.**

VIGA	$A_{sc_2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (mm)	$A_{se_2}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_{b_0}$ (cm)	$l_b$ (cm)	$l_{adotado}$ (cm)
VT 01	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 02	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 03	0,48	1x8,0	0,50	41,3	40	40
VT 04	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 05	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 06	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 07	0,28	1x6,3	0,32	32,5	29	30
VT 08	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 09	0,31	1x6,3	0,32	32,5	32	35
VT 10	1,22	1x12,5	1,25	64,5	63	65
VT 11	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 12	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 13	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45
VT 14	0,65	1x10,0	0,80	51,6	42	45



O comprimento de ancoragem das barras verticais será:

$$l_b \geq 40\phi \quad , \text{ portanto} \quad l_b \geq 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

logo adota-se  $l_b = 50 \text{ cm}$ .

## 6.5 DETALHAMENTO

As figuras que são apresentadas a seguir, com põem a série de desenhos que devem fazer parte de um projeto de alvenaria estrutural executado com blocos vazados de concreto. São elas;

- a) figura 6.20 - convenção dos desenhos;
- b) figura 6.21 - fiada ímpar, é a maneira como devem ser assentes os blocos nas 1ª, 3ª, 5ª, etc.. fiadas (num projeto real, é aconselhável que este desenho seja feito na escala 1:25 e que contenha a dimensão das vigas).
- c) figura 6.22 - fiada par, é a maneira como devem ser assentes os blocos nas 2ª, 4ª, 6ª, etc.. fiadas , sempre de maneira que formem amarrações com as fiadas ímpares (num projeto real é aconselhável que este desenho seja feito na escala 1:25);
- d) figura 6.23a e 6.23b - apresenta o detalhe de armação das vigas do último pavimento;
- e) figura 6.24 - apresenta o detalhe de armação das vigas do térreo, primeiro e segundo pavimentos;
- f) figura 6.26 - armação das cintas C01, C02, C03;

- g) figura 6.26 - emendas das armações das cintas;
- h) figuras 6.27a e 6.27b - amarração das juntas à prumo;
- i) figura 6.28a, 6.28b, 6.28c, 6.28d - corte genérico;
- j) tabela 6.14 - especificações e notas.

Para dimensionamento das armaduras obrigatórias, foram considerados (item 4.3.1):

a) armadura mínima,

armadura horizontal -  $2 \phi 10,00$  ( $A_s = 1,60 \text{ cm}^2$ )

$$\rho_h = \frac{A_s}{t \cdot h_h} \times 100 = \frac{1,60}{14 \cdot 130} \times 100 = 0,088\% > 0,07\%$$

armadura vertical -  $2 \phi 10,00$  ( $A_s = 1,60 \text{ cm}^2$ )

$$\rho_v = \frac{A_s}{t \cdot h_v} \times 100 = \frac{1,60}{14 \cdot 100} \times 100 = 0,114\% > 0,07\%$$

e,

$$\rho_h + \rho_v = 0,202\% > 0,2\% ;$$

b) espaçamento,

$$e_h = 1,30 \text{ m} < 12 \cdot t = 12 \cdot 0,14 = 1,68 \text{ m}$$

$$e_v = 1,00 \text{ m} < 12 \cdot t = 12 \cdot 0,14 = 1,68 \text{ m}$$

$$e_v \cdot e_h = 1,00 \cdot 1,30 = 1,30 \text{ m} < 3,00 \text{ m}.$$

Obs: Em função dos pequenos valores: da distância do C.G. ao C.T. e esforço cortante horizontal, não foi considerado o efeito de torção e cisalhamento nas paredes. Como as lajes maciças de concreto são consideradas rígidas nos edifícios até 8 pavimentos, não foi verificada seu funcionamento como diafragma [16].

**TAB. 6.14. ESPECIFICAÇÕES E NOTAS**

1. ALVENARIA ESTRUTURAL : RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO PRISMA ÔCO  $f_{pk} = 5,0 \text{ Mpa}$  (REFERIDA A ÁREA BRUTA)
2. RESISTÊNCIA DOS COMPONENTES, A SEREM CONFIRMADAS NA OBRA :  
 BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO :  $f_{bk} = 6,0 \text{ Mpa}$  ( REFERIDA A ÁREA BRUTA )  
 ARGAMASSA ( TIPO "S", ACI - 531 ) :  $f_{ak} = 12,5 \text{ Mpa}$   
 GRAUTE FINO =  $f_{gk} = 14,0 \text{ Mpa}$
3. ESPESSURA DAS JUNTAS ( VERTICAIS E HORIZONTAIS ) DE ASSENTAMENTO DOS BLOCOS :  $e = 1 \text{ cm}$ .
4. EXECUÇÃO E CONTROLE DAS OBRAS DE ACORDO COM AS NORMAS DA ABNT PERTINENTES ( NBR 6136, NBR 7186, NBR 8215, NBR 8798 ).
5. MEDIDAS EM  $\text{cm}$  EXCETO ANOTADO.



BLOCO DE 14 X 19 X 39



1/2 BLOCO DE 14 X 19 X 19



BLOCO DE 14 X 19 X 34



ENCHIMENTO COM GRAUTE



BLOCO NÃO ESTRUTURAL

**FIG. 6.20. CONVENÇÃO DOS DESENHOS**

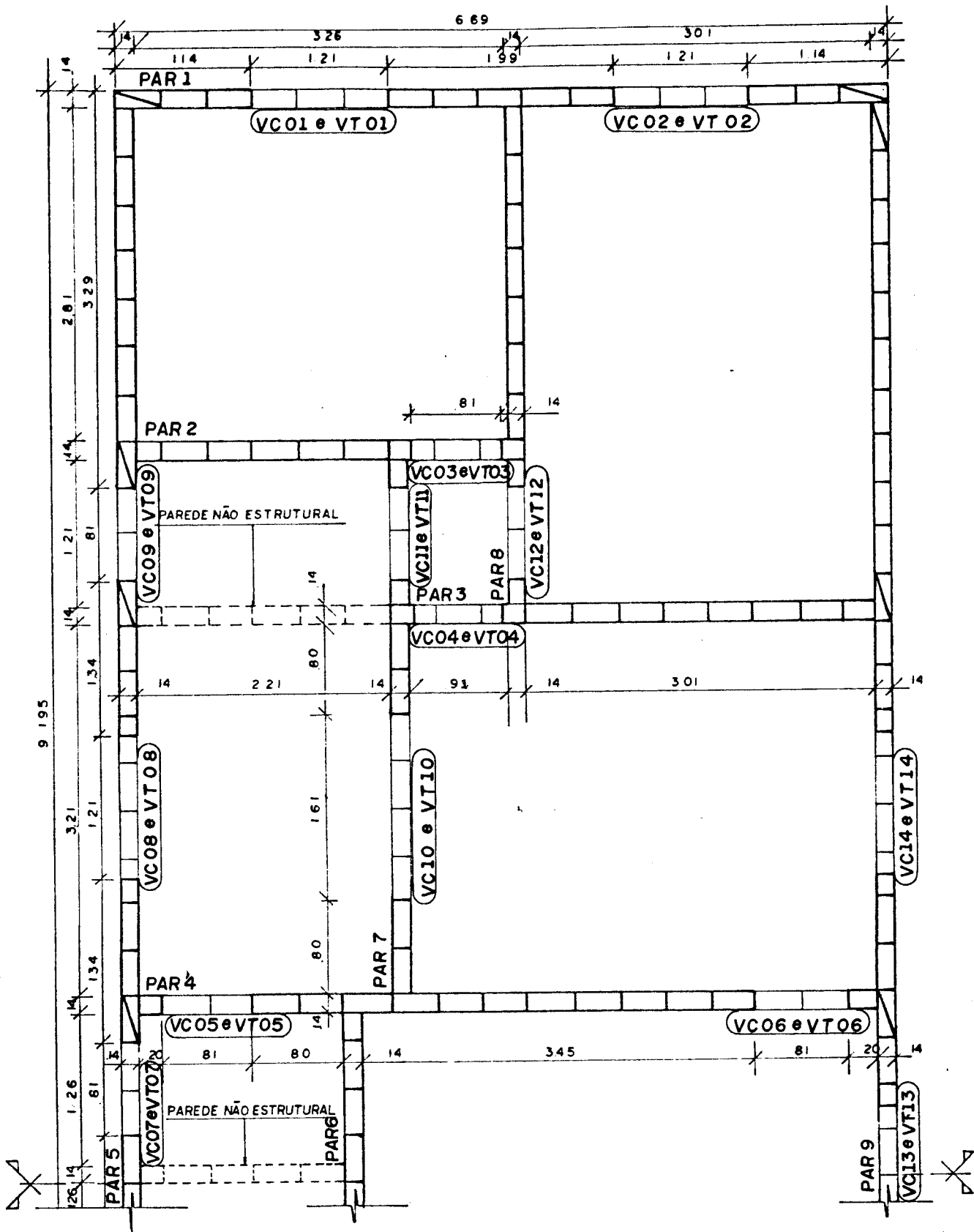


FIG.6.21. PLANTA DO PAVIMENTO TIPO- FIADA ÍMPAR.

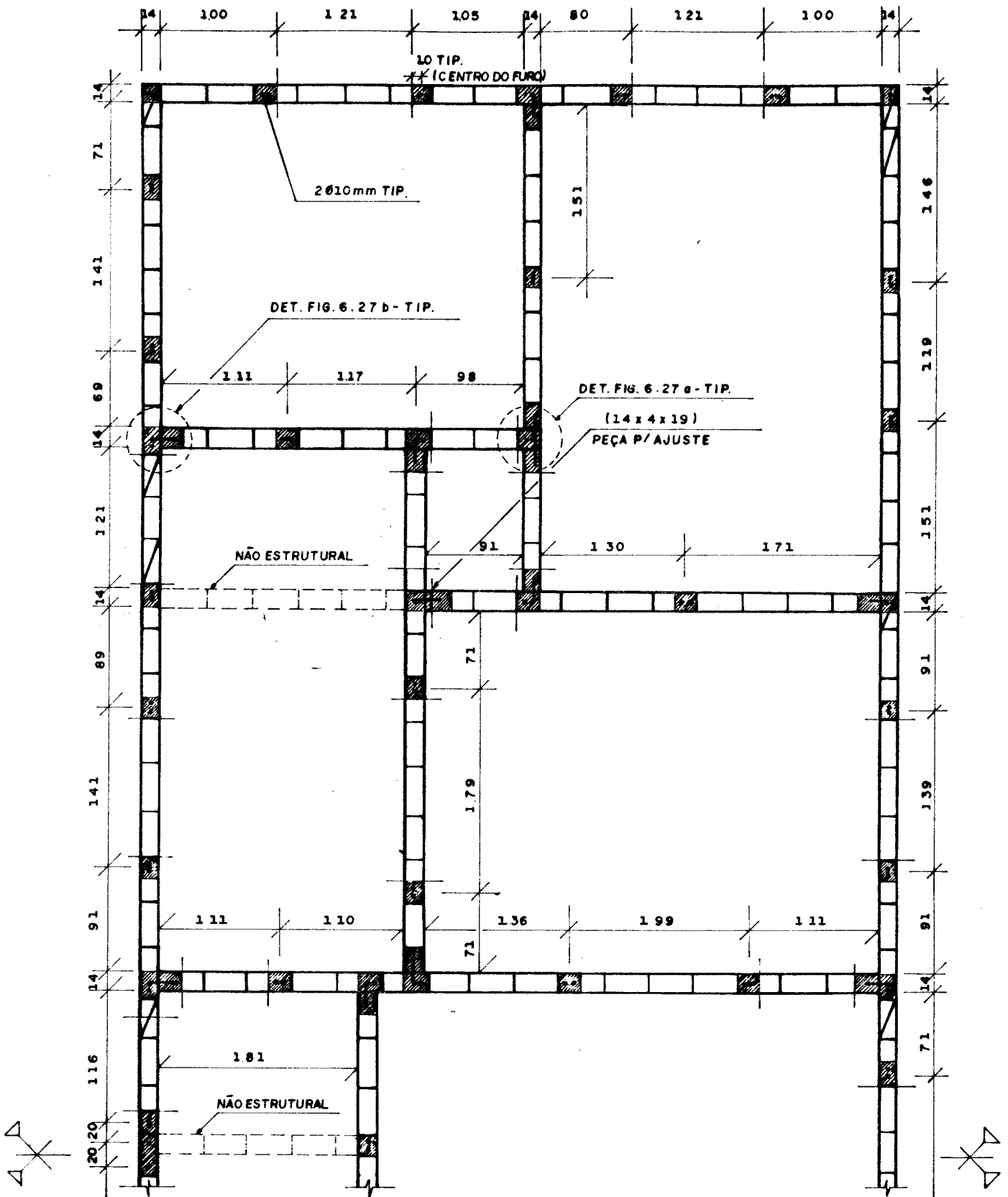


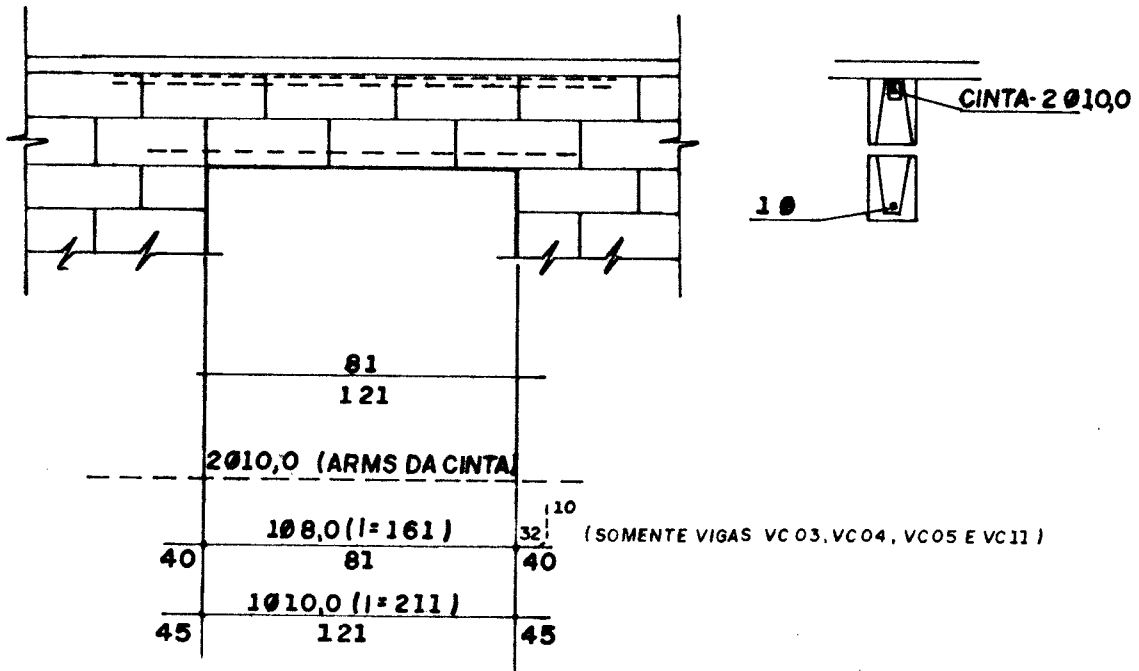
FIG. 6.22. PLANTA DO PAVIMENTO  
TIPO - FIADA PAR

VC03 = VC04 = VC05 = VC07 = VC09 = VC11

14x19 (12x1)

VC01 = VC02 = VC08 = VC 14

14x39 ( 8x1)



VC12

14x39 (2x1)

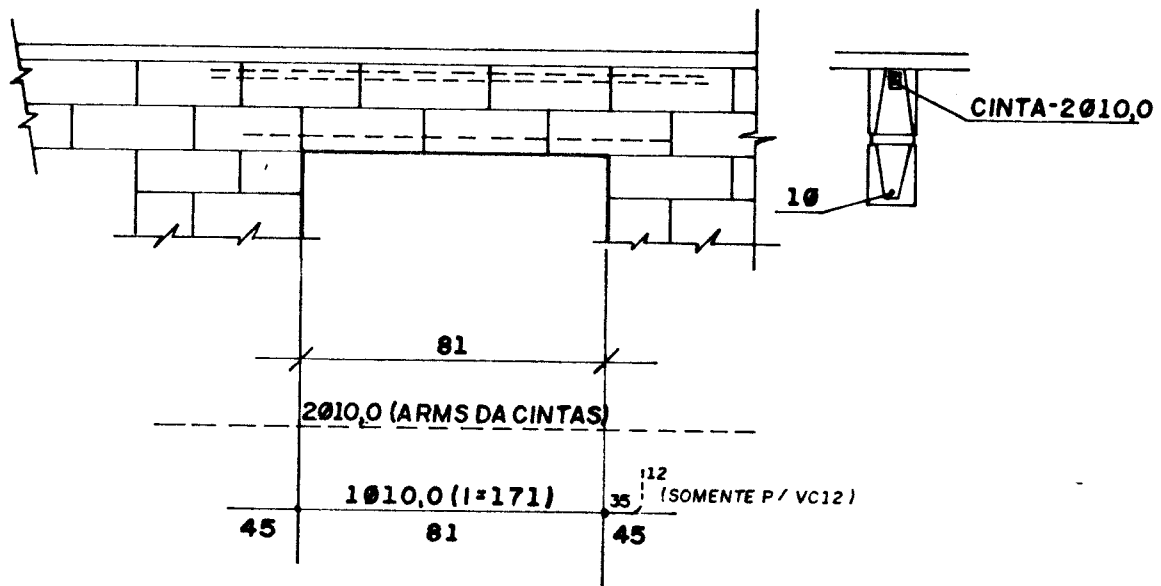


FIG. 6.23 b. ARMAÇÃO DAS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO.

VC06	14x39	(2x1)
VC13	14x48	(1x1)

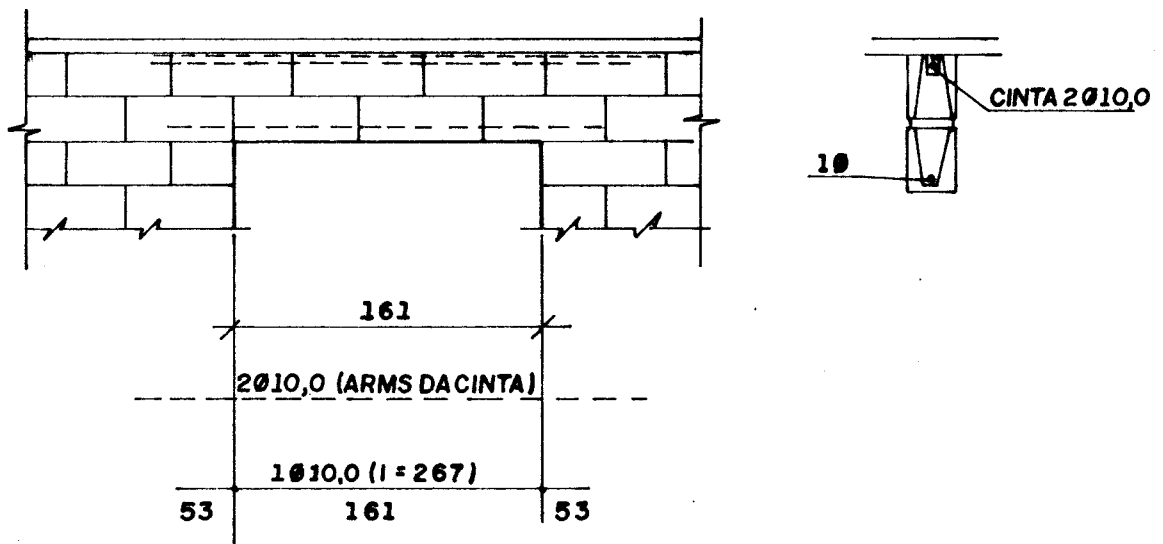
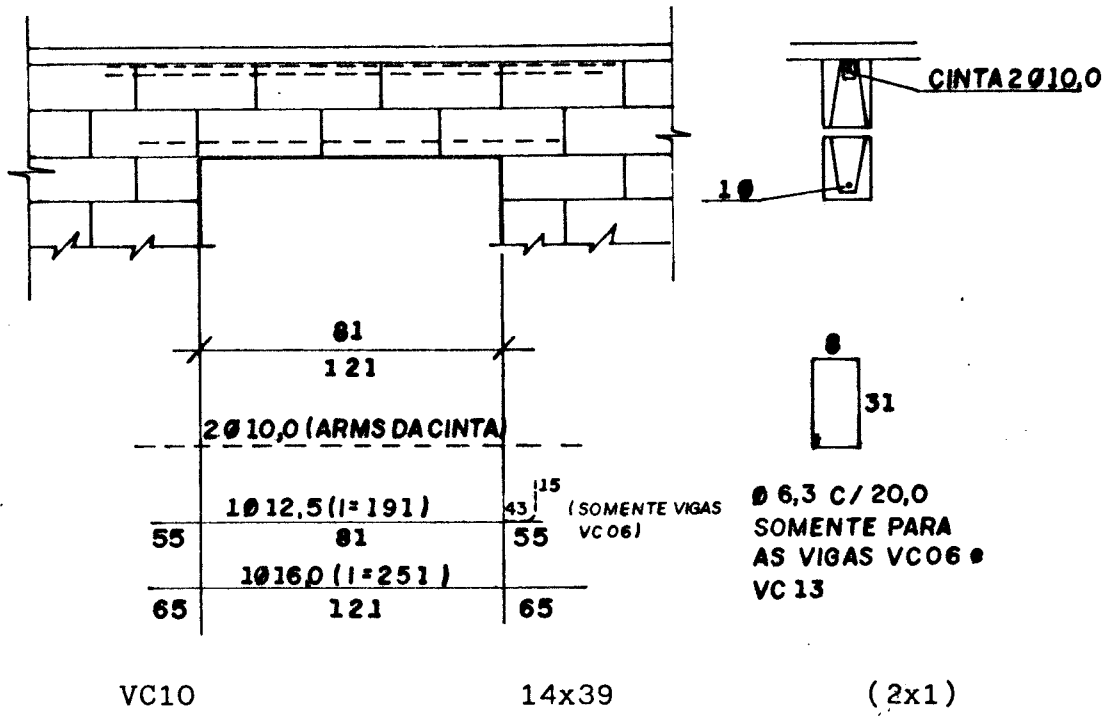


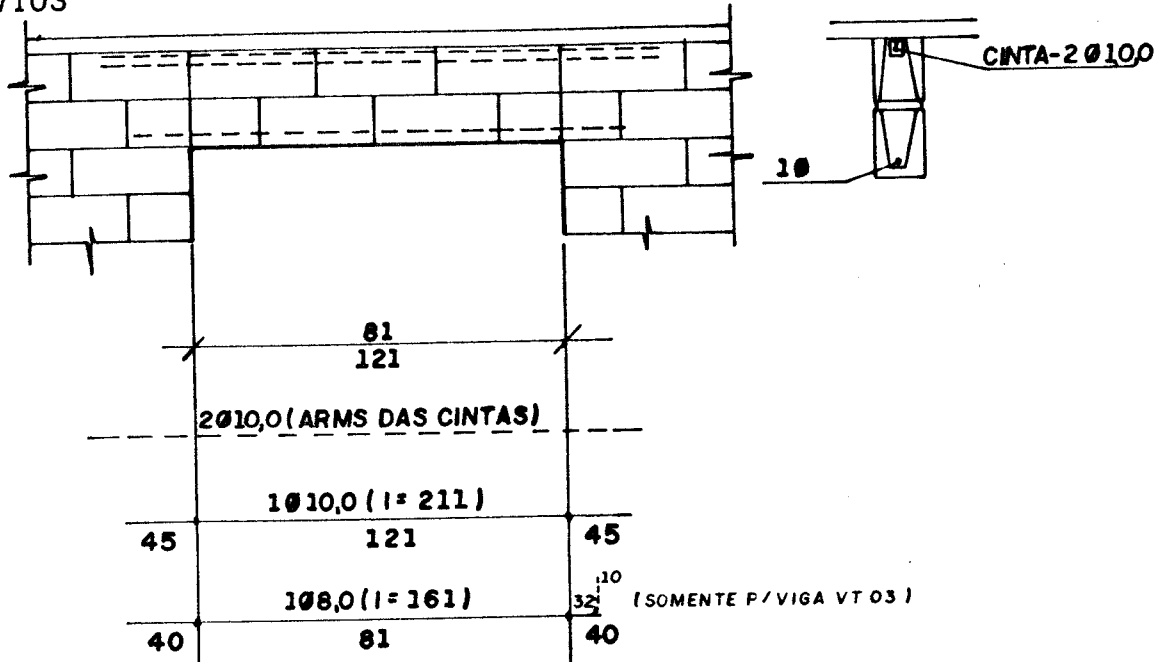
FIG. 6.23a. ARMAÇÃO DAS VIGAS DO ÚLTIMO PAVIMENTO

VT01 = VT02 = VT08 = VT13 = VT14

14x39 (9x3)

VT03

14x19 (2x3)



VT04 = VT05 = VT06 = VT11 = VT12

14x39 (10x3)

VT07

14x19 (2x3)

VT09

14x19 (2x3)

VT10

14x39 (2x3)

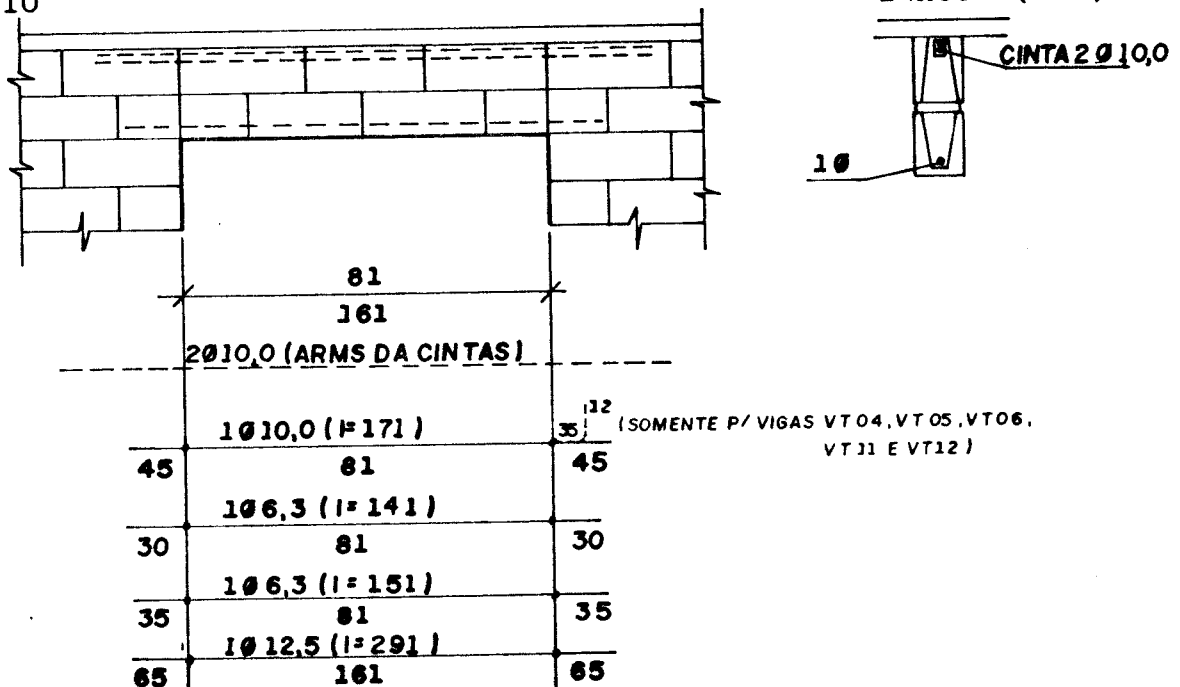


FIG. 6.24. ARMAÇÃO DAS VIGAS DO TÉRREO, PRIMEIRO E SEGUNDO PAVIMENTOS.



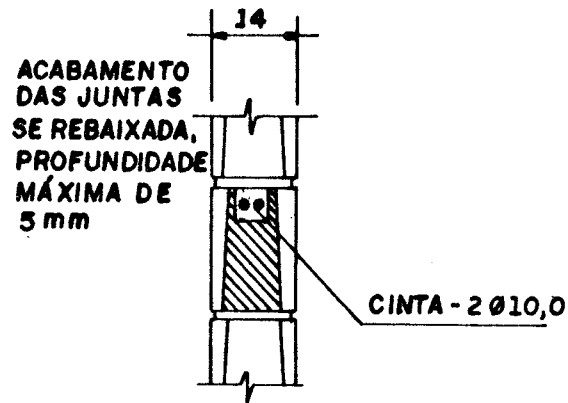


FIG. 6.25. ARMAÇÃO DAS CINTAS C01, C02 E C03

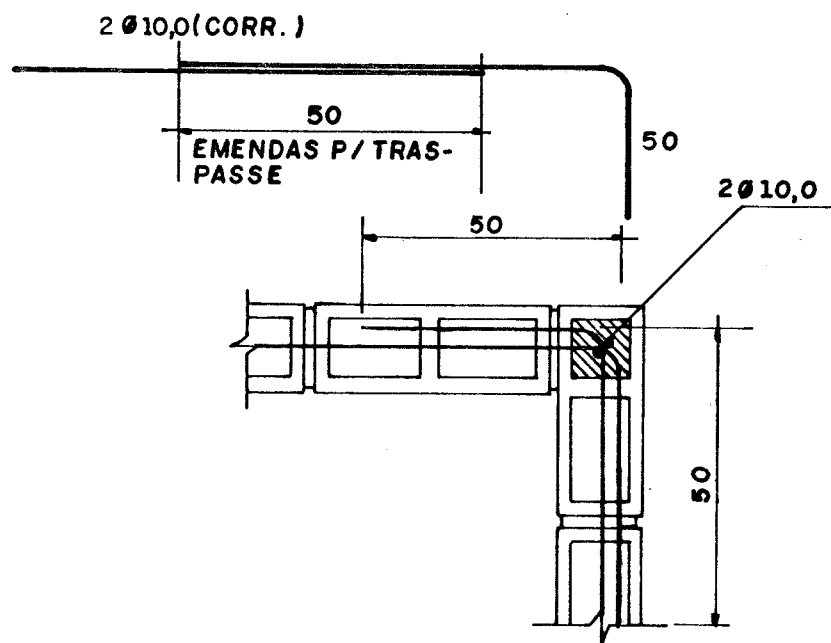


FIG. 6.26. EMENDAS DAS ARMAÇÕES DAS CINTAS

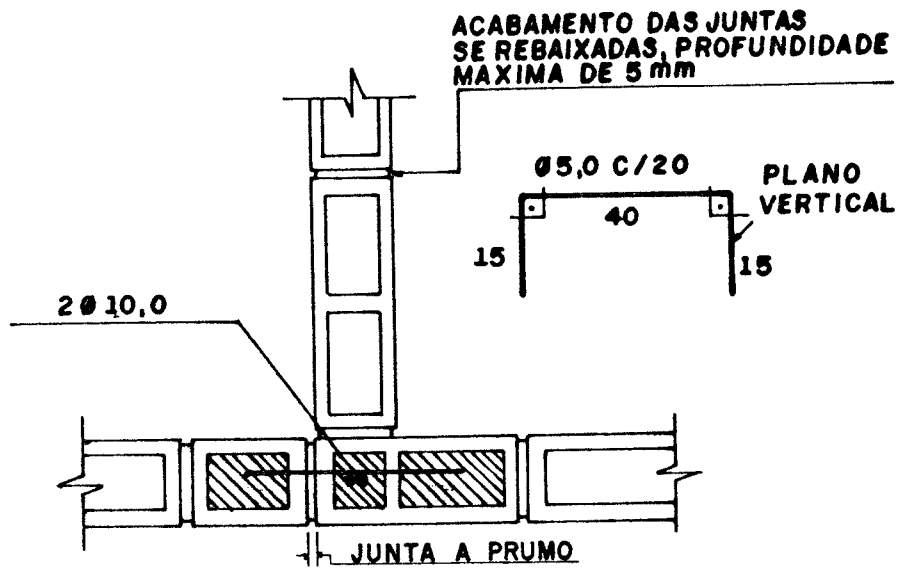


FIG. 6.27a. AMARRAÇÃO DAS JUNTAS A PRUMO

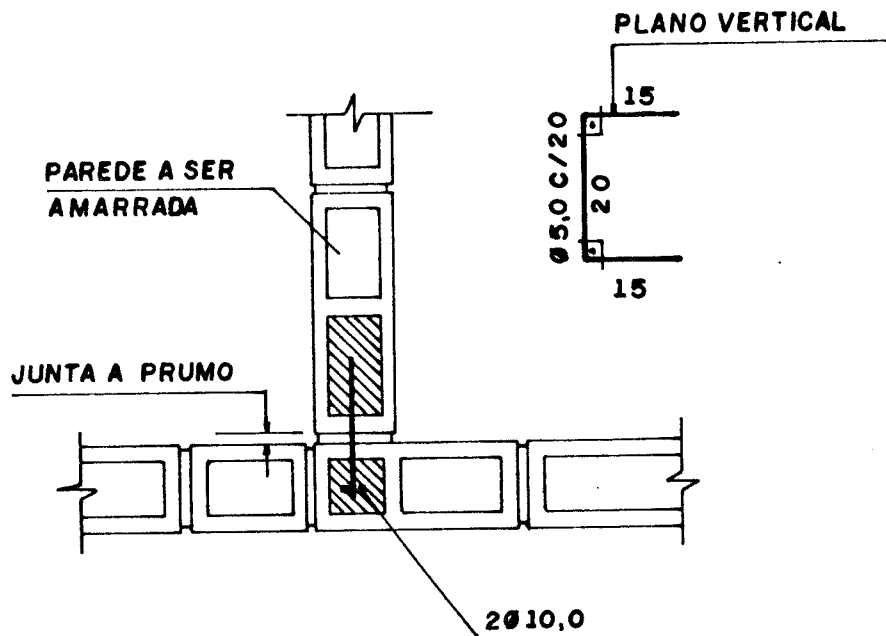


FIG. 6.27b. AMARRAÇÃO DAS JUNTAS A PRUMO

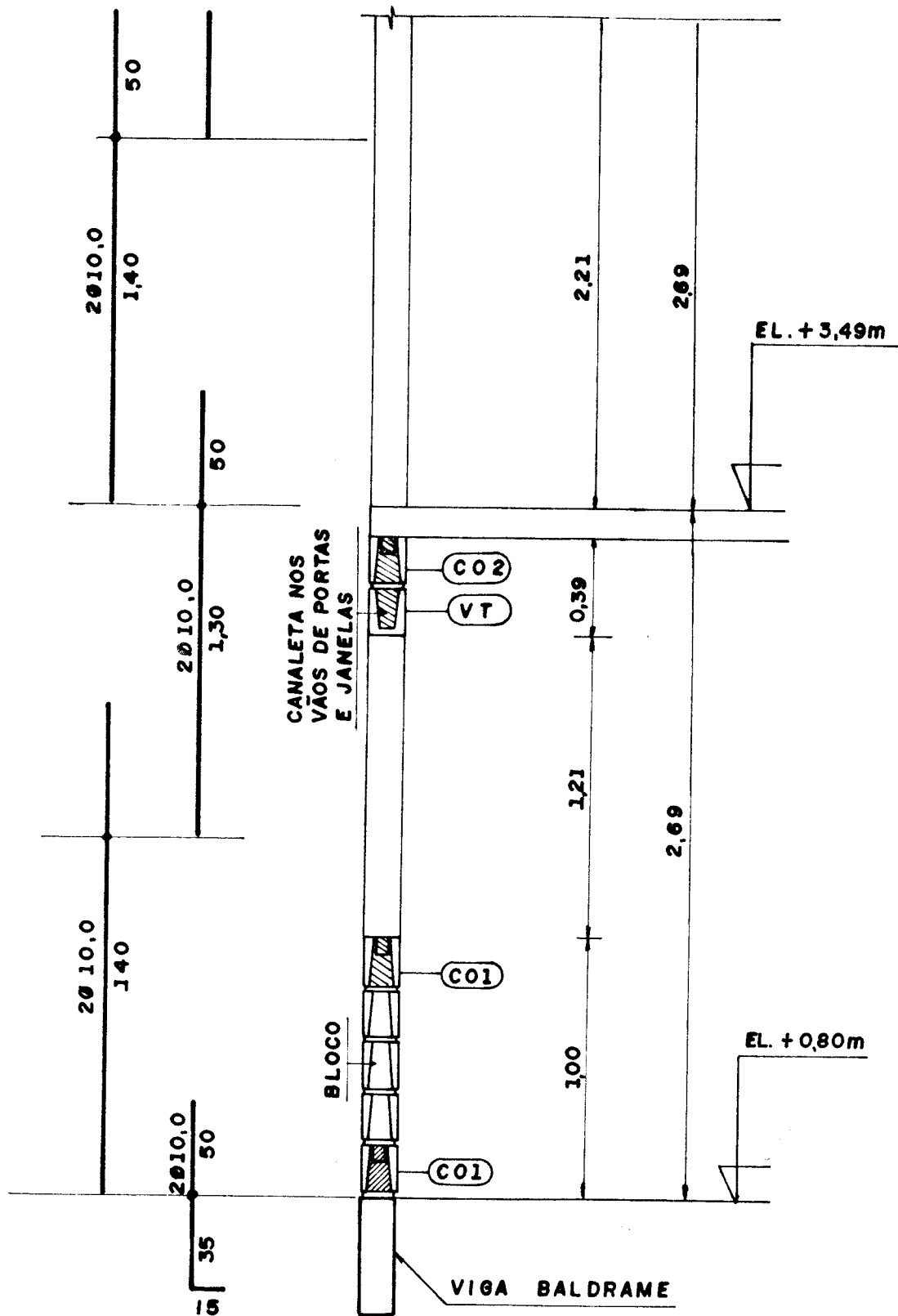


FIG. 6.28a . CORTE GENÉRICO

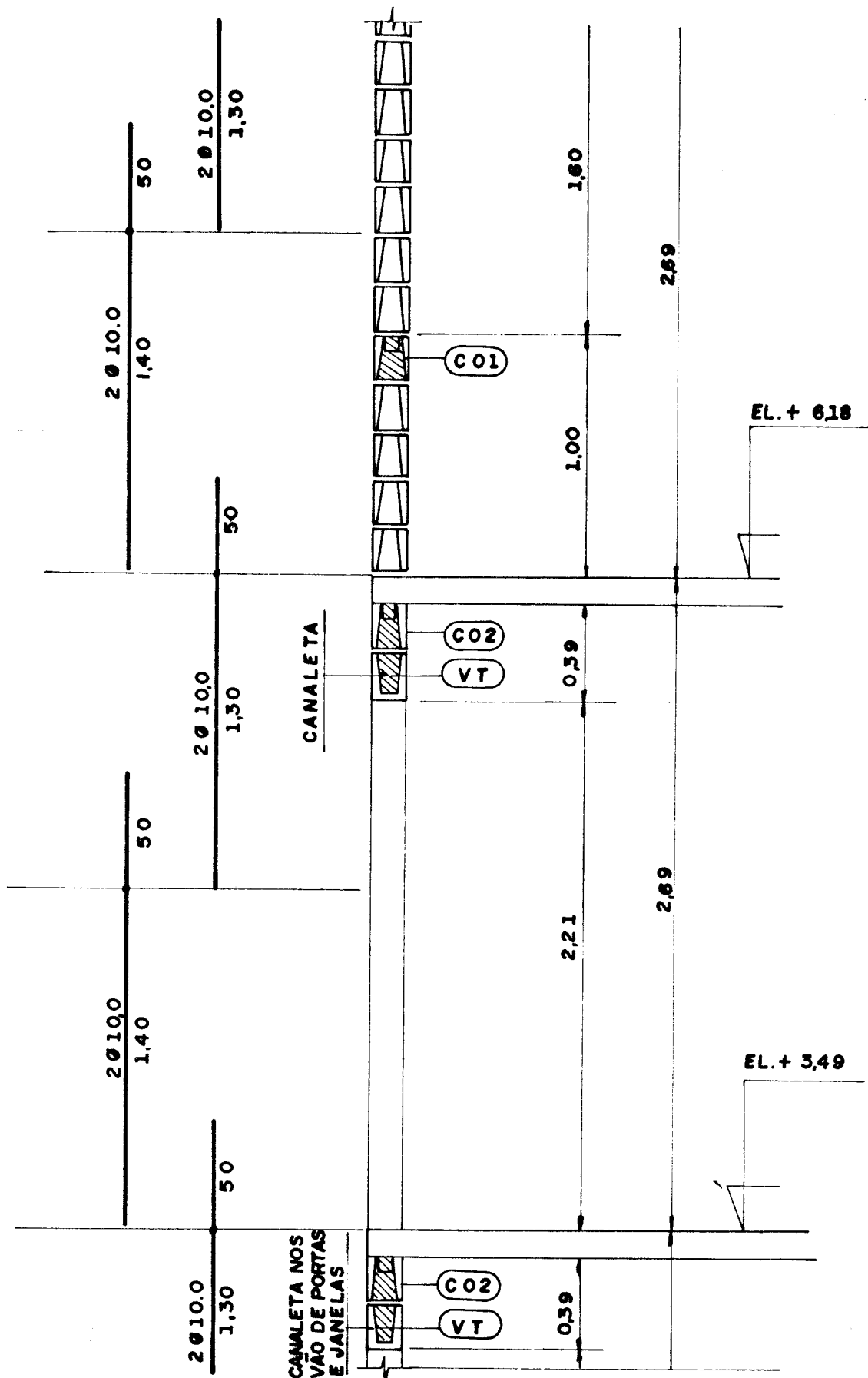


FIG. 6.28b. CORTE GENÉRICO (CONTINUAÇÃO DA FIG. 6.28a)

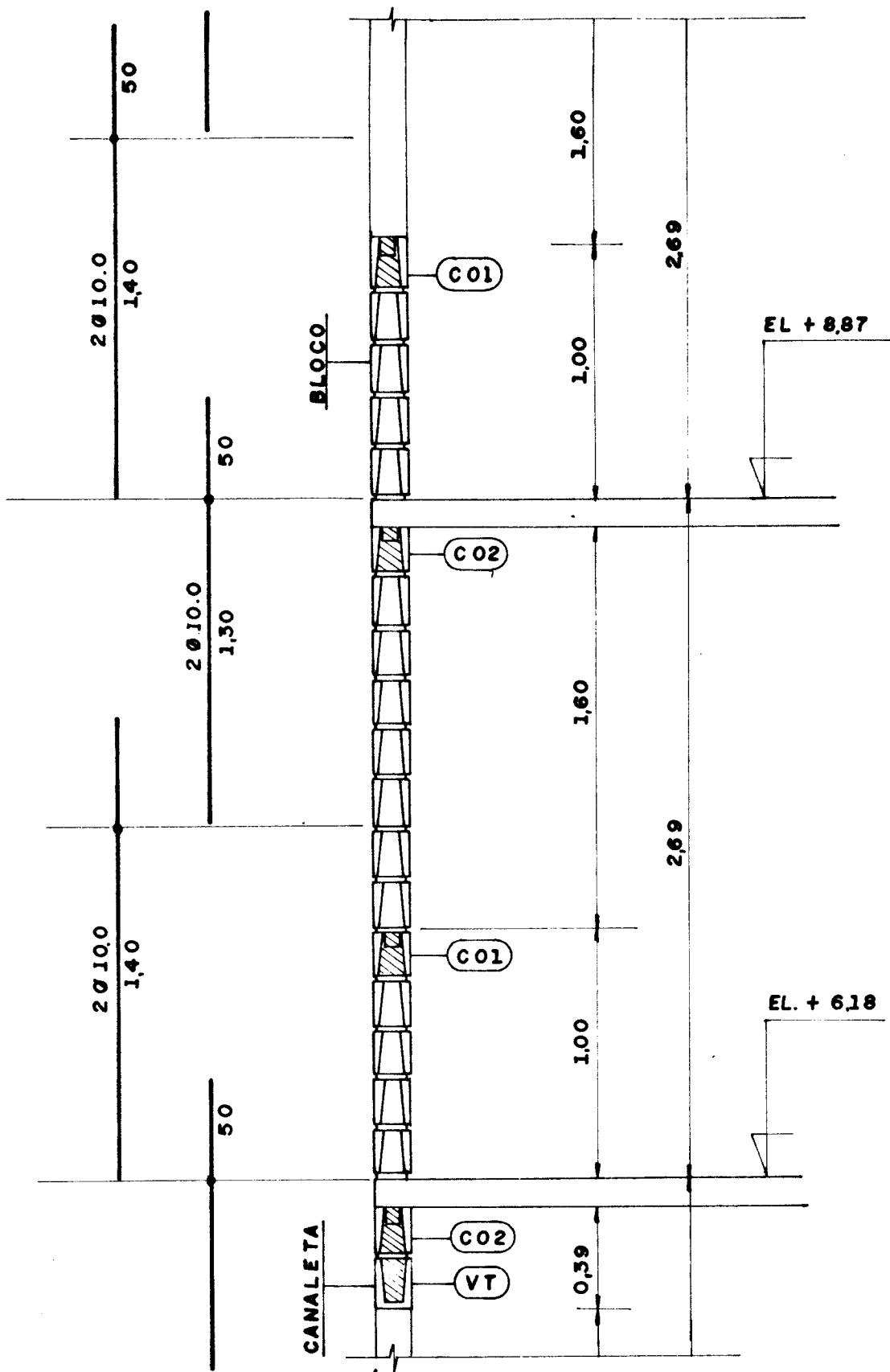


FIG. 6.28c. CORTE GÊNÉRICO (CONTINUAÇÃO DA FIG. 6.28b)

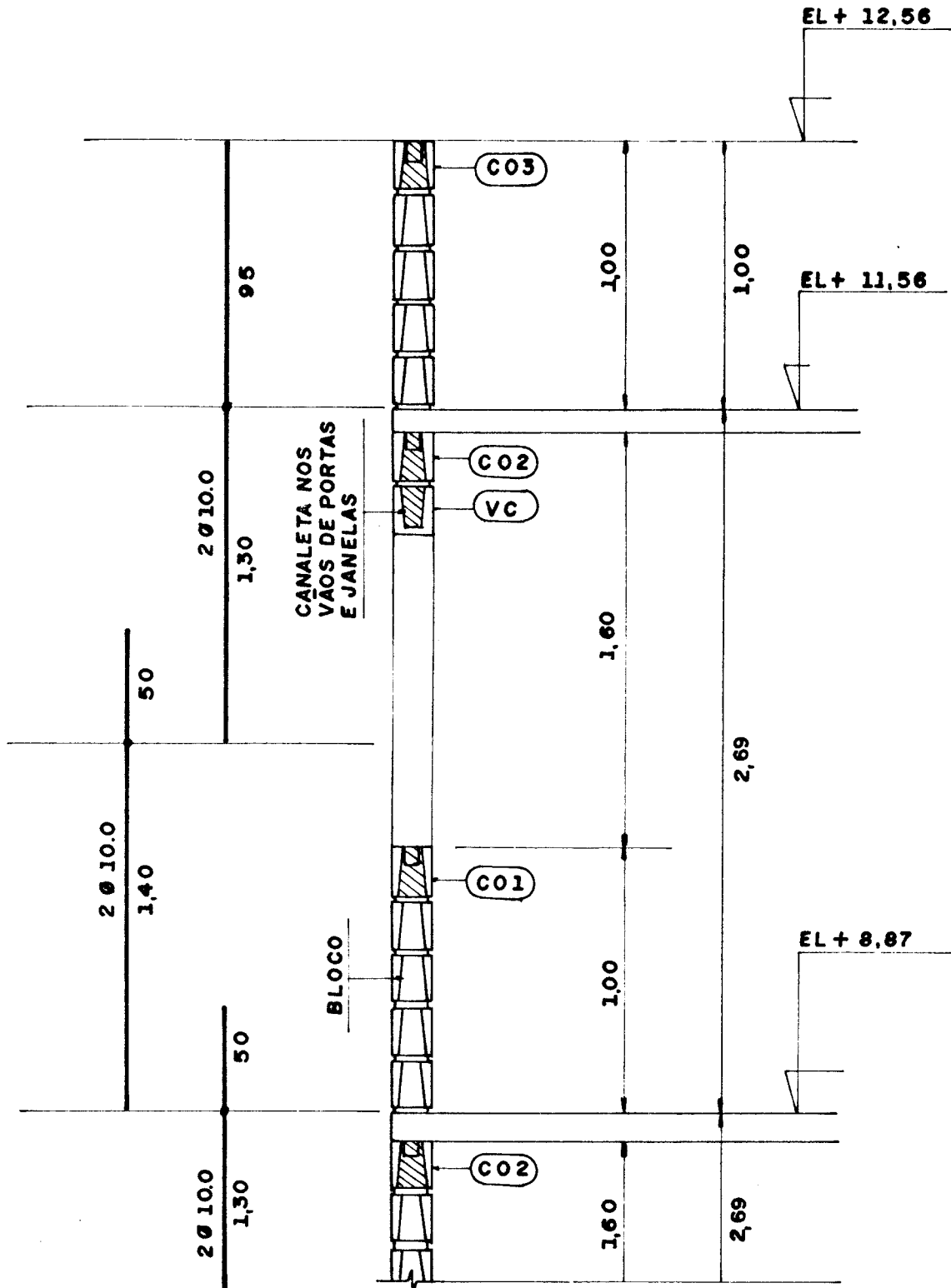


FIG. 6.28d. CORTE GENÉRICO (CONTINUAÇÃO DA FIG.6.28c)

## 7. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Este capítulo tem por objetivo, orientar o engenheiro de obras e também o projetista, para alguns aspectos e detalhes, considerados de suma importância, na construção com blocos estruturais de concreto. Vale lembrar que na correta aplicação destes detalhes, é que reside o sucesso do SISTEMA CONSTRUTIVO.

Deve ser observado na execução de paredes de alvenaria com blocos de concreto [1<sup>o</sup>] :

a) a alvenaria de blocos de concreto deve ser construída, de tal forma que, os furos não sejam obstruídos, para formar células verticais contínuas;

b) essas células verticais, devem possuir um alinhamento vertical suficiente, para manter uma abertura desobstruída de, pelo menos, 5 cm x 7,5 cm ;

c) sempre que a altura do grauteamento for superior a 120 cm, deve-se deixar na base da célula vertical, uma abertura para limpeza. Deve-se limpar todo o excesso de arga massa e qualquer outra obstrução. Após o grauteamento e inspeção, as aberturas devem ser fechadas;

d) a armadura vertical que for colocada na célula, deverá ser fixada no topo e na base. Deverá ser previsto o uso de espaçadores à distância máxima de 192 diâmetros da armadura;

e) o graute que irá preencher as células verticais que contenham armadura, deve ser lançado a uma altura -

não superior a 300 cm. O graute deve ser adensado durante o seu lançamento, com vibração ou socamento; posteriormente antes da perda da plasticidade, o graute pode ser revibrado;

f) deve ser adotada junta horizontal de construção, quando o grauteamento for interrompido por mais de meia hora. Sempre tomando o cuidado para que o graute fique a pelo menos 15 mm abaixo do topo da última fiada de blocos;

g) a armadura horizontal, quando houver, deve ficar imersa no graute.

## 7.1 FUNDAMENTAÇÕES

Como ocorre nos sistemas convencionais, as fundações podem ser:

a) sobre estacas ou tubulões. Neste caso as paredes se apoiam sobre vigas e estas se apoiam sobre as estacas ou tubulões. (figura 7.1). As vigas poderão ser de concreto armado ou blocos grauteados, dependendo dos esforços - que à parede distribui;

b) sobre sapatas diretas. Vale o mesmo raciocínio utilizado para fundações sobre estacas, pois há necessidade de vigas para distribuição dos esforços;

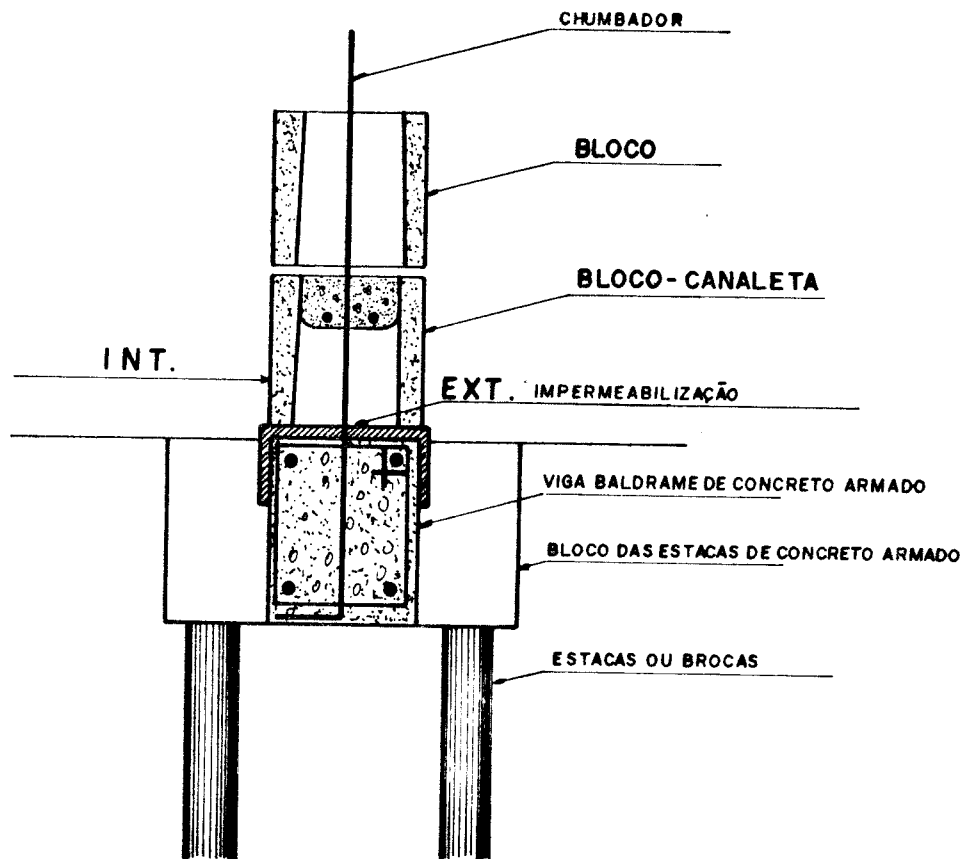
c) sobre sapatas corridas. Neste caso as paredes se apoiam diretamente sobre as sapatas e estas sobre o solo (figura 7.3);



d) sobre radier. As paredes se apoiam sobre as lajes de fundação e estas sobre o solo;

Em resumo, a parede estrutural deve apoiar-se de modo contínuo na fundação, e a armadura vertical deve ancorar na fundação.

No caso de haver alvenaria de embasamento, deve-se promover uma superposição das armaduras verticais de um comprimento de mais ou menos 50 cm, acima da faixa impermeabilizada (fig. 7.2).



### ESTACA OU BROCA

FIG. 7.1. APOIO DE PAREDES SOBRE VIGAS - BALDRAME E ESTACAS

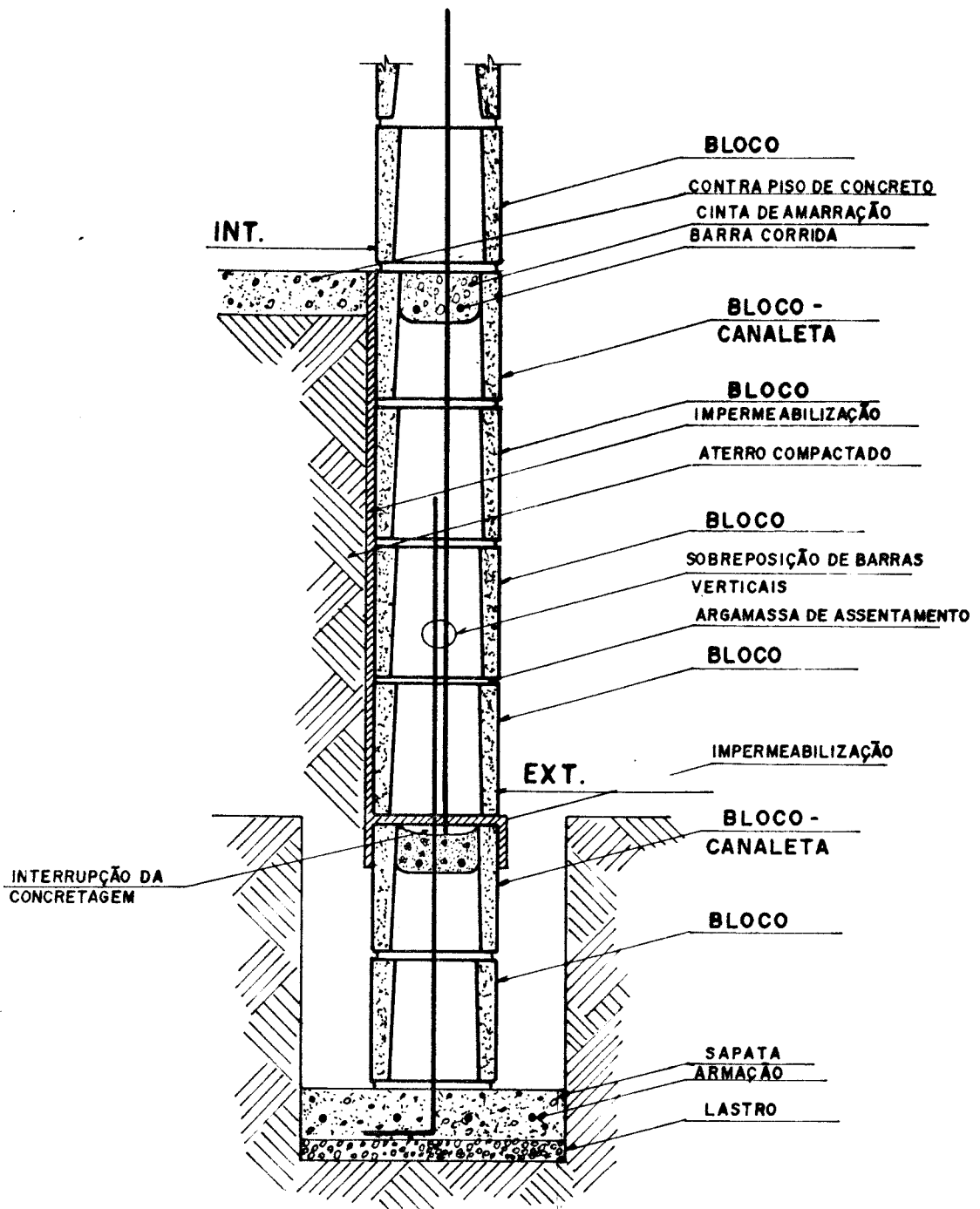


FIG.7.2. ALVENARIA DE EMBASAMENTO E ARMADURA DE ARRANQUE

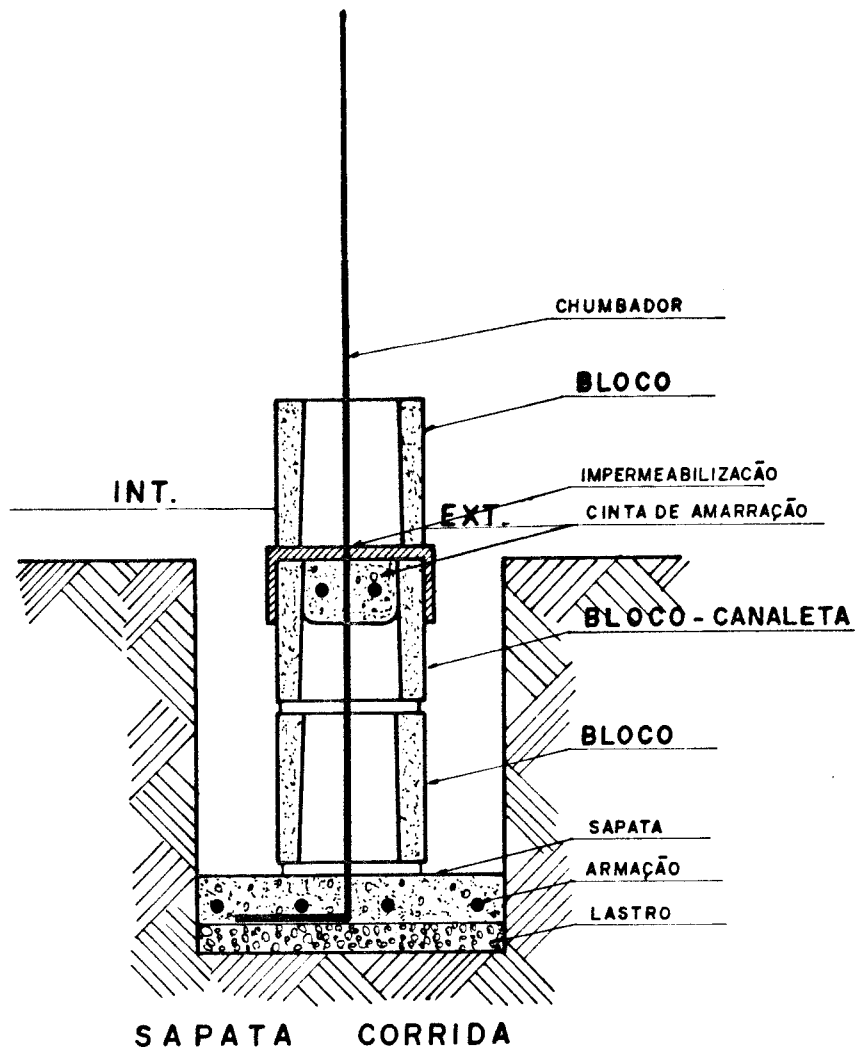


FIG. 7.3 . APOIO DE PAREDES SOBRE SAPATA CORRIDA

## 7.2 ENCONTRO DE PAREDES

Em se tratando de paredes externas, o encontro de duas paredes perpendiculares entre si é bastante problemático. Há necessidade de se promover uma perfeita amarração entre os dois painéis, pois com a movimentação natural das paredes forma-se na junta uma abertura bastante vulnerável à entrada de água.

Se os painéis forem executados com os blocos M-20 (19 cm de espessura), a amarração pode ser feita com os próprios blocos (figura 7.4), sendo entretanto conveniente, que a célula vertical da esquina seja grauteada.

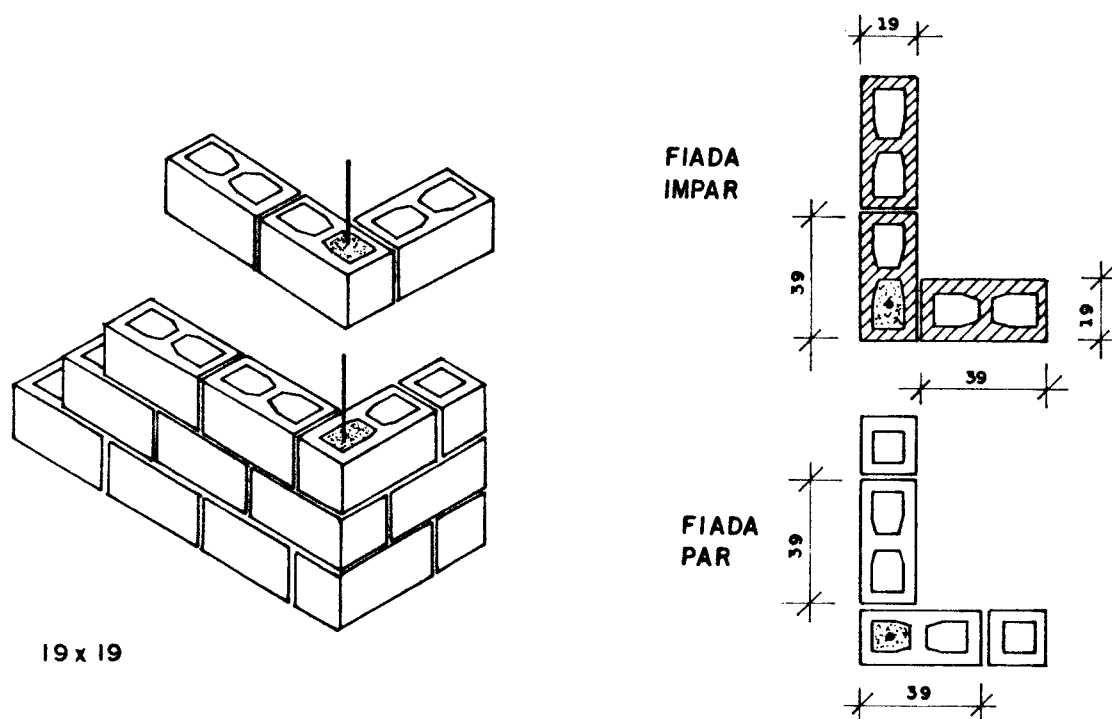


FIG. 7.4. ESQUEMA DOS BLOCOS M - 20

No caso do encontro de painéis com espessuras diferentes, ou quando os dois são erguidos com blocos M-15, é necessário tomar outras providências para amarração

caso não se disponha de blocos especiais (figura 7.5); pois as dimensões dos blocos (14 cm x 19 cm x 39 cm), não permitem que as amarrações sejam feitas com os mesmos, ao contrário do que ocorre com os M-20.

Utiliza-se então as armaduras para amarrações, fazendo-se juntas alternadas e empregando-se duas barras de 6,3 mm de diâmetro, como mostra a figura 7.6<sup>[3]</sup>.

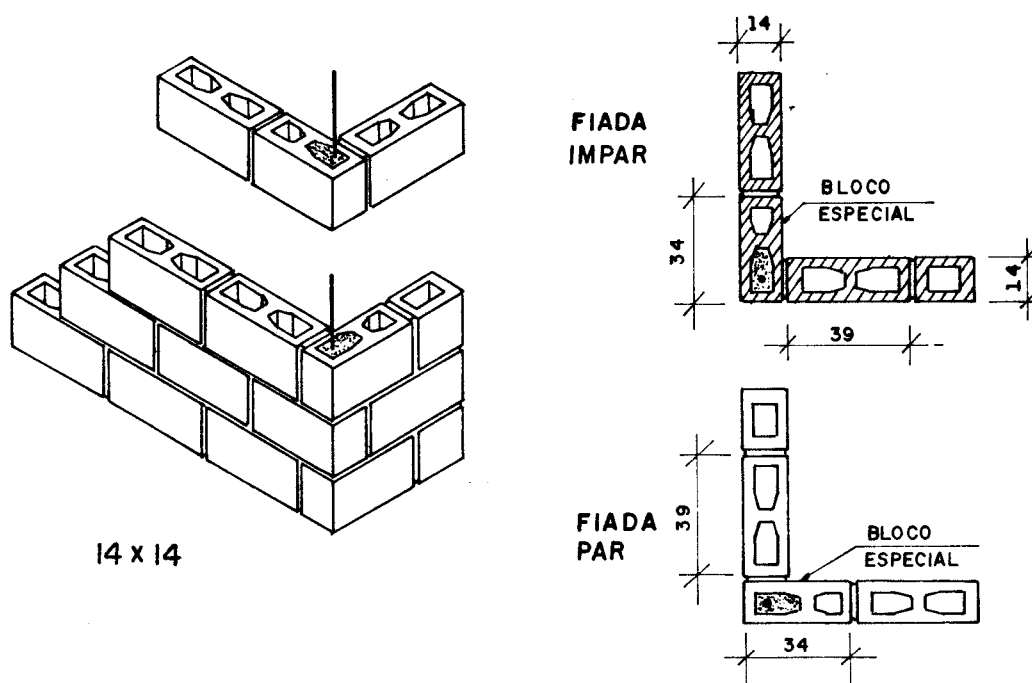


FIG. 7.5. ESQUINA DOS BLOCOS M-15, COM UTILIZAÇÃO DE BLOCOS ESPECIAIS

Podem ser utilizados também amarrações de pa redes, com grauteamento das células verticais, mais armaduras verticais e horizontais (figura 7.7). Opcionalmente podem ser utilizadas telas metálicas em substituição às armaduras horizontais (conectores), como mostra figura 7.8<sup>[10]</sup>.

Outro processo bastante difundido para amarrações de paredes, é o sistema de grampos, que torna-se mais eficiente, quando se consegue boa ancoragem dos grampos com a armadura vertical (figura 7.9).

Como experiência nacional, tem-se observado que, na grande maioria dos casos, esses sistemas de amarrações são ineficientes<sup>[11]</sup>. Os fabricantes de blocos passaram a desenvolver peças especiais para amarrações, como as do tipo L e T.

Para garantir um travamento bastante eficiente, a introdução de peças especiais, foi o processo que melhor resultado produziu no impedimento do deslocamento dos painéis: apesar de introduzir um complicador a mais na obra, pois as peças tem formato que torna mais difícil o manuseio, além da necessidade de se ter diferentes peças no estoque.

Existem indústrias que experimentam a fabricação de peças de blocos, de dimensões modulares de 14 cm x 19 cm x 29 cm, que permitem as amarrações com os próprios blocos; estas peças no entanto, não estão padronizadas.

### 7.3 UNIÃO DAS PAREDES COM AS LAJES

A união das paredes com as lajes, pode ser feita simplesmente com blocos canaletas, completadas por uma concretagem no local, quando se tratar de lajes intermediárias

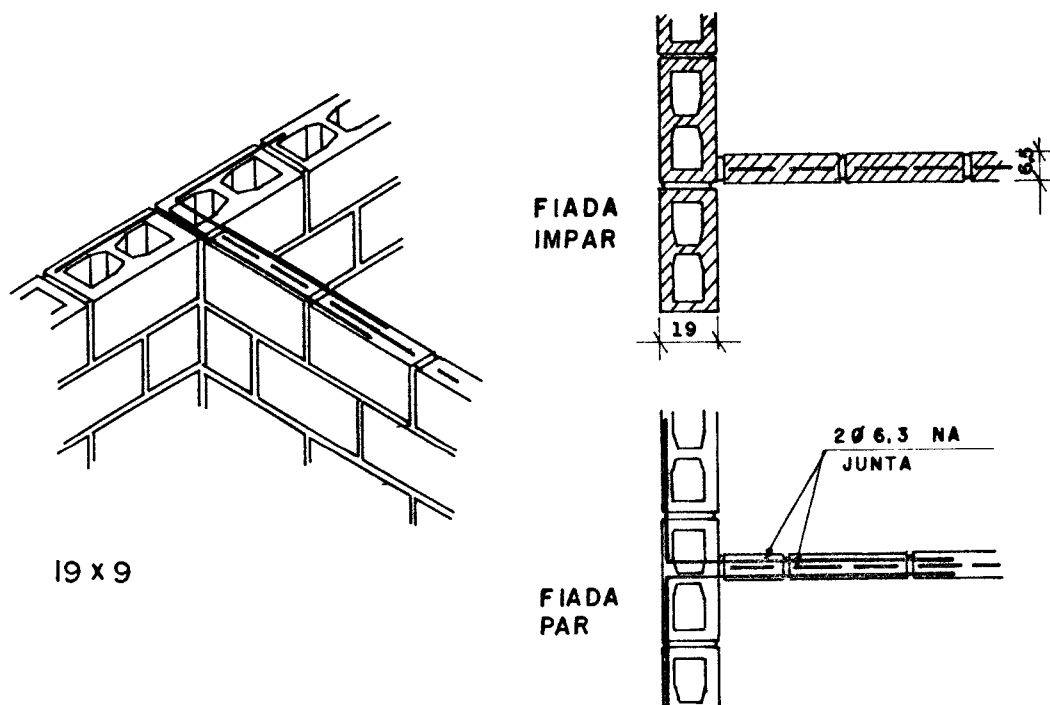


FIG. 7.6. AMARRAÇÕES DE PAREDES COM BARRAS

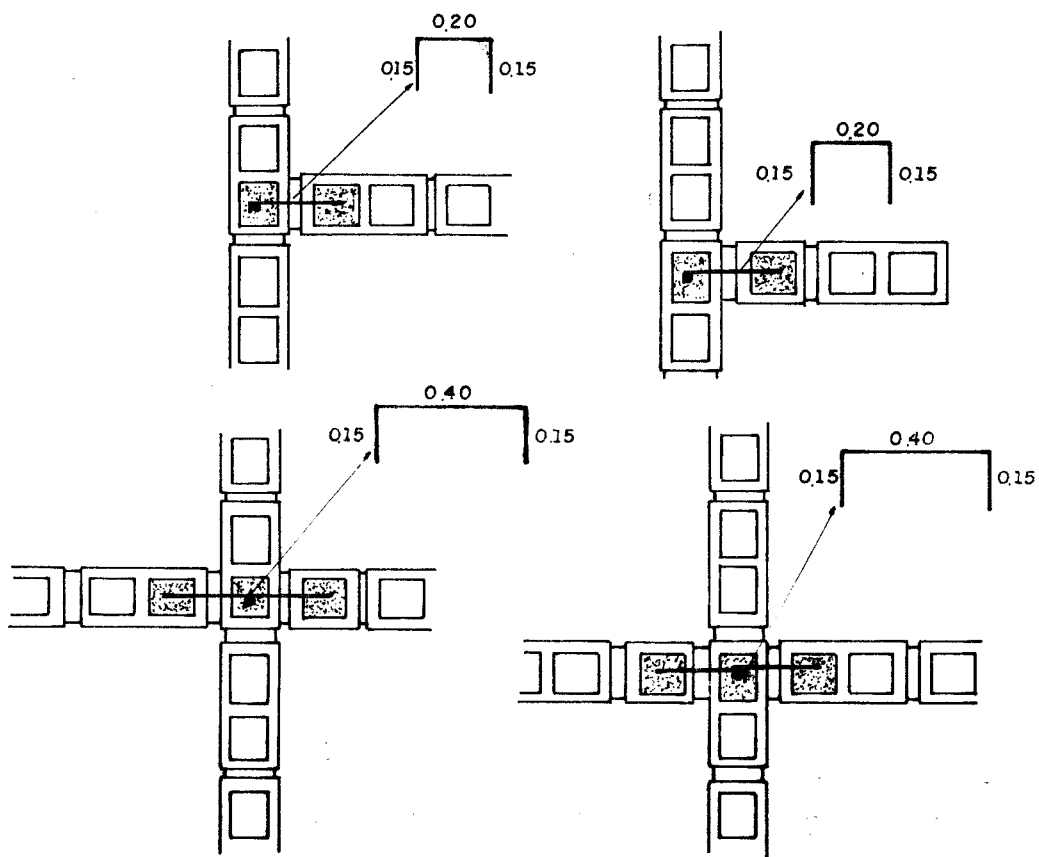


FIG. 7.7. ESQUEMA DE AMARRAÇÕES COM GRAUTE E BARRAS (CONECTORES) AMARRAÇÃO DAS JUNTAS A PRUMO.

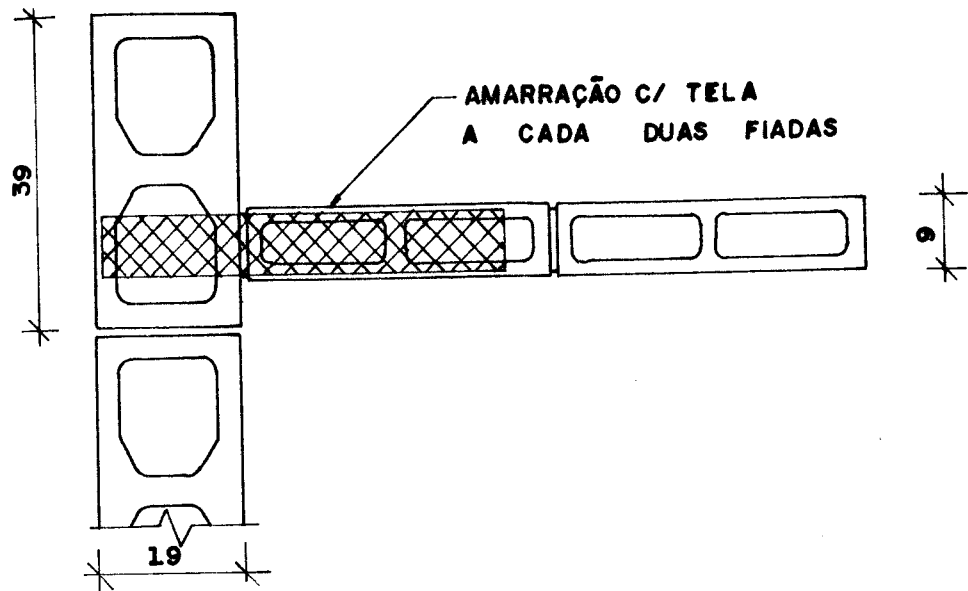


FIG. 7.8. AMARRAÇÃO COM TELAS

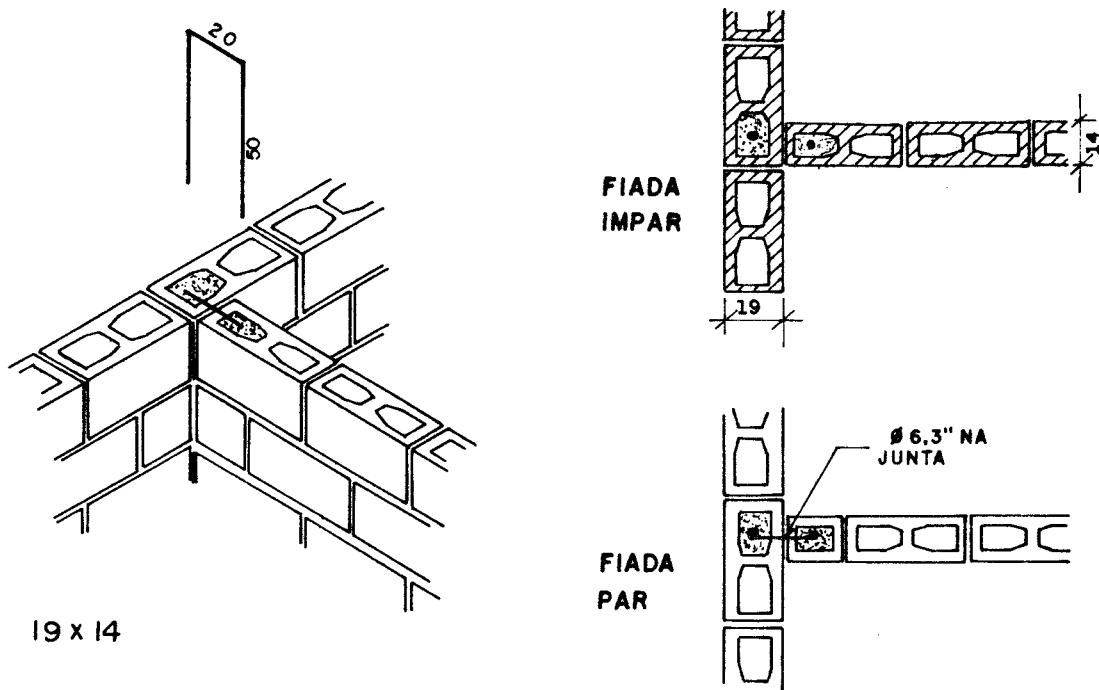


FIG. 7.9. ARMAÇÃO DE PAREDES COM GRAMPO

(figura 7.10), ou utilizando-se blocos J, que apresentam maior facilidade construtiva e conferem à alvenaria, quando aparente, aspecto mais homogêneo e agradável.

Em se tratando de lajes de cobertura, a solução-técnica da união deve ser diferente; pois tem-se observado sérios problemas de fissuração no último pavimento das edifi



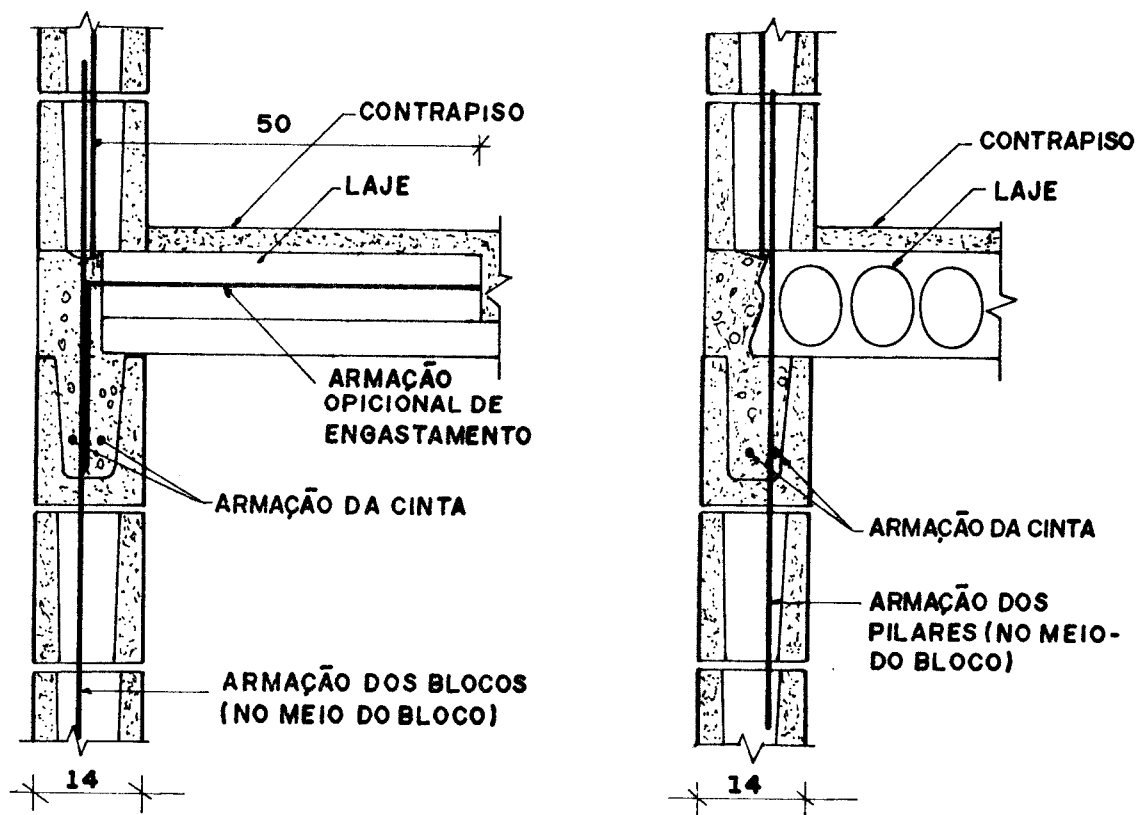
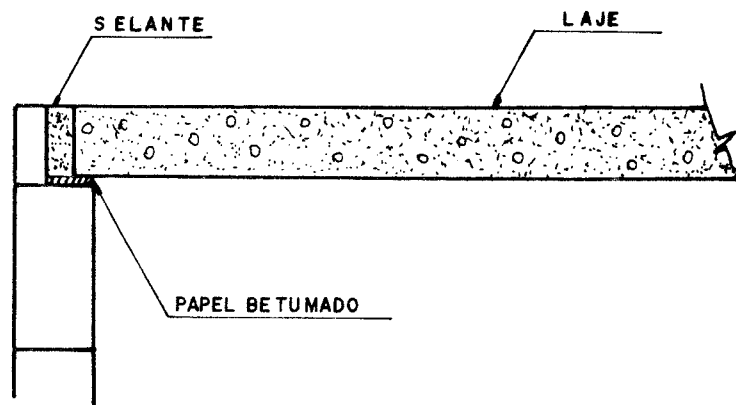


FIG. 7.10. APOIO DE LAJES EM PAREDES COM BLOCOS CANALETAS.

cações, causadas pelo movimento das lajes, sujeitas às variações térmicas acentuadas. Hoje em dia há a preocupação fundamental de deixar estas lajes simplesmente apoiadas sobre as paredes, permitindo que elas se movimentem livremente no seu plano. Isto pode ser conseguido utilizando-se aparelhos adequados, como o de NEOPRENE, ora sendo testado com bons resultados, ou ainda, com papel betumado, como mostra a figura - 7.11. Outro artifício que pode ser utilizado para minimizar o problema, é cobrir a laje com material refratário, como - por exemplo, a que utiliza argila expandida<sup>[3]</sup>.



**FIG. 7.11. APOIO DA LAJE SOBRE PAPEL BETUMADO**

## 7.4 ABERTURAS

As aberturas para portas e janelas das paredes estruturais, devem ser providas de enrijecedores horizontais e verticais, sendo que os primeiros podem ser as cintas e as vergas (figura 7.12). No ítem 4.5.3, estes enrijecedores são chamados de ARMADURAS OBRIGATÓRIAS.

### 7.4.1 VERGAS

As vergas são vigas compostas de blocos canaletas, totalmente grauteados com a finalidade de vencer pequenos vãos (até 1,20 m).

De acordo com a abertura do vão e as

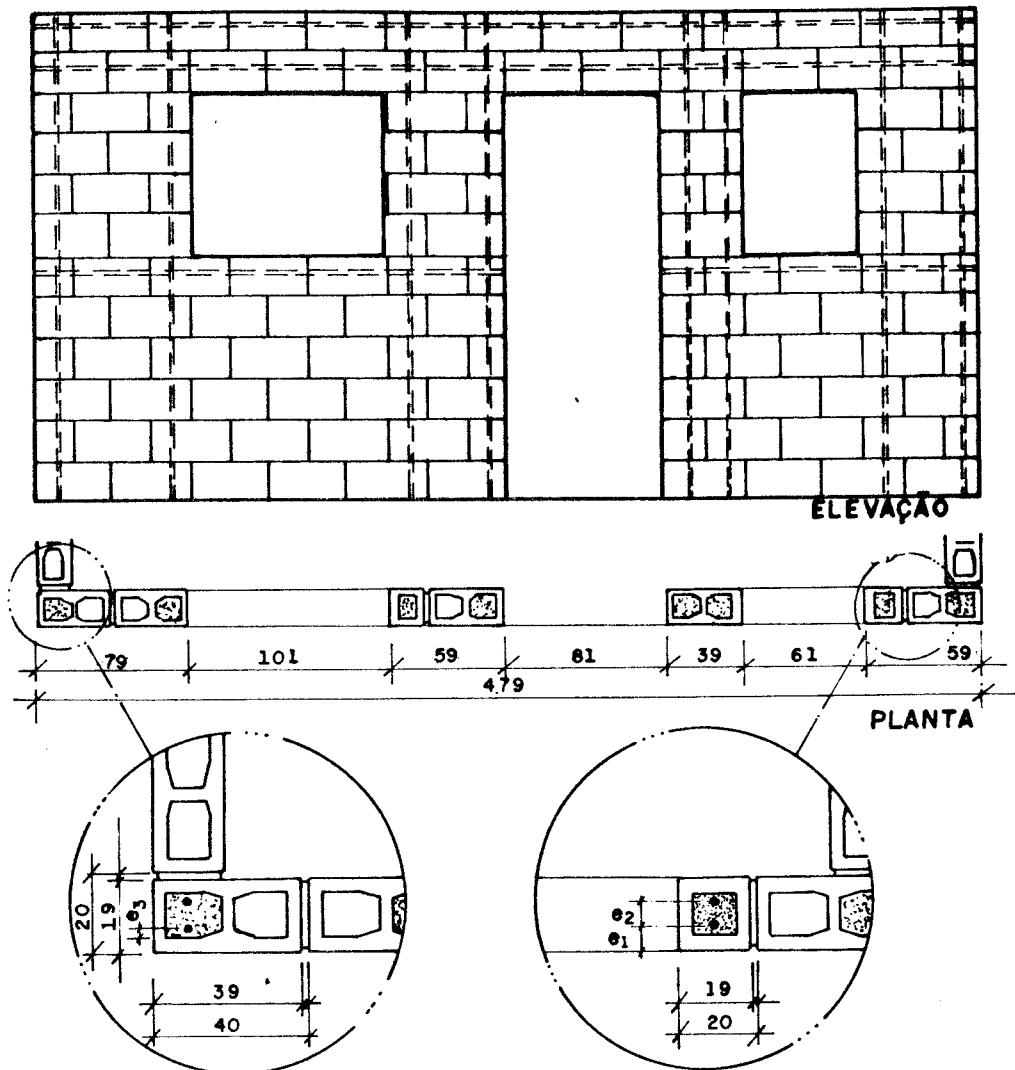


FIG. 7.12. ABERTURAS E BARRAS DE ENRIJECIMENTO

$$e_1 \left\{ \begin{array}{l} \geq 4,0 \text{ cm para paredes externas} \\ \geq 2,5 \text{ cm para paredes internas} \end{array} \right.$$

$$e_2 > 2,0 \text{ cm}$$

$$e_3 > 6,0 \text{ mm}$$

O cobrimento pode chegar a 5,0 cm, se as paredes estiverem em contato com o solo, dependendo das condições locais.

ações das paredes, pode-se tabelar a armadura de viga, para paredes construídas com bloco M-20 (tabela 7.1) [20].

**TAB. 7.1. TABELA PARA ARMADURA (mm) DE VIGA DE BLOCO DE CONCRETO, SIMPLEMENTE APOIADA ( $f_p = 6 \text{ MPa}$ )**

TIPO DE CARREGAMENTO	SEÇÃO DO BLOCO (cm)	VÃO (m)							
		1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40
PAREDE 4,5 kN/m	19 x 19	1Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø12,50	2Ø12,50	2Ø12	2Ø20	
	19 x 39								
PAREDE + LAJE + COBERTURA 15 kN/m	19 x 19	2Ø12,50							
	19 x 39	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø12,50	2Ø12,50	2Ø12,50	2Ø16	2Ø16

Para as condições expostas na tabela - 7.1 as vigas deverão possuir estribos com barras de 6,3 mm - de diâmetro, espaçadas de 20 cm. (figura 7.13).

A figura 7.14, mostra tipos de blocos-canaletas, e a maneira como são utilizadas em vergas, vigas e cintas.

#### 7.4.2 CINTAS

A parede estrutural deve ter uma cinta abaixo da laje e outra no meio do seu pé direito (figura 7.15).

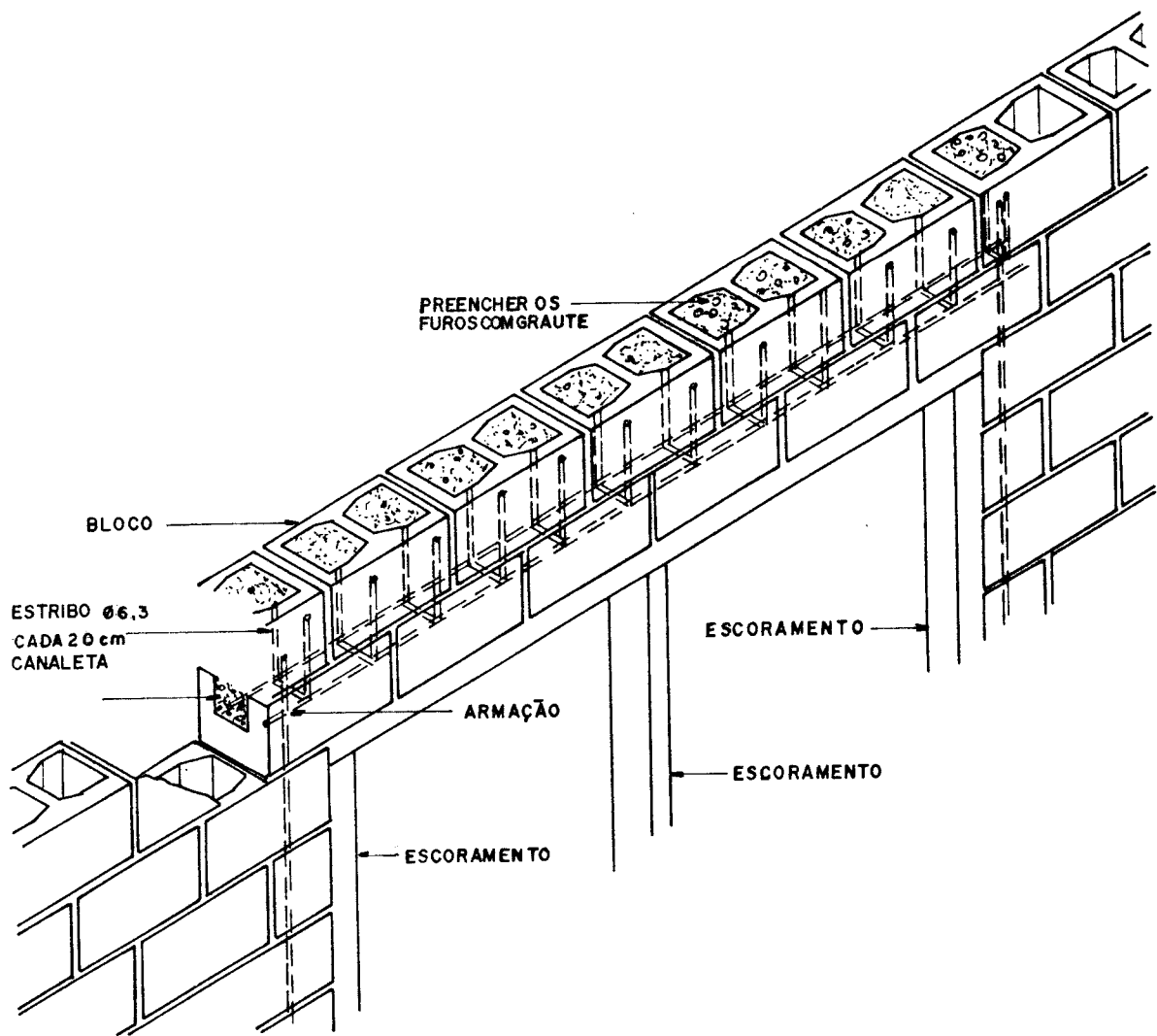


FIG. 7.13. ESQUEMA DE VERGAS SOBRE OS VÃOS

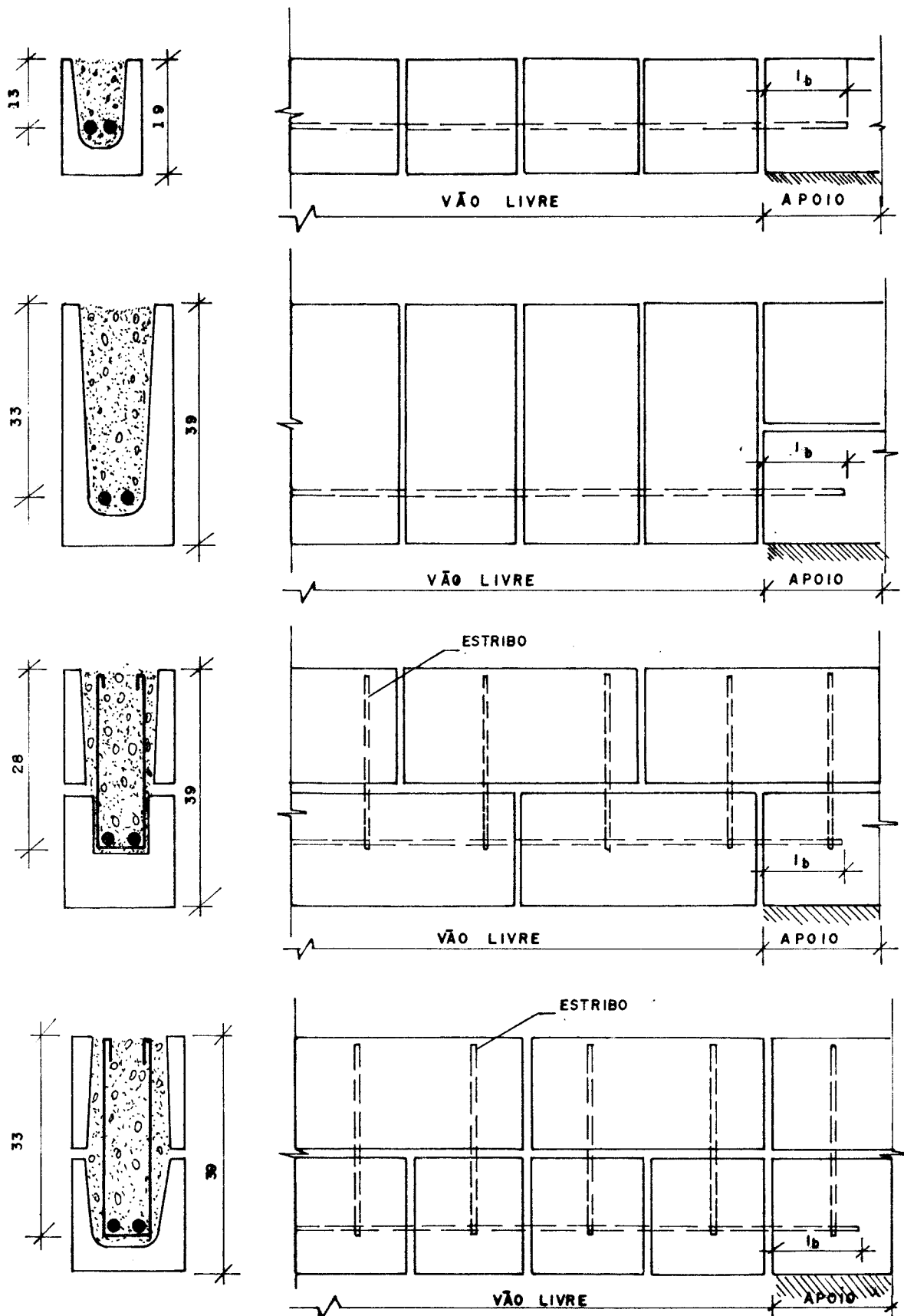


FIG. 7.14. TIPOS DE BLOCOS E BLOCOS CANALETAS USADOS COMO VERGAS, VIGAS E CINTAS.

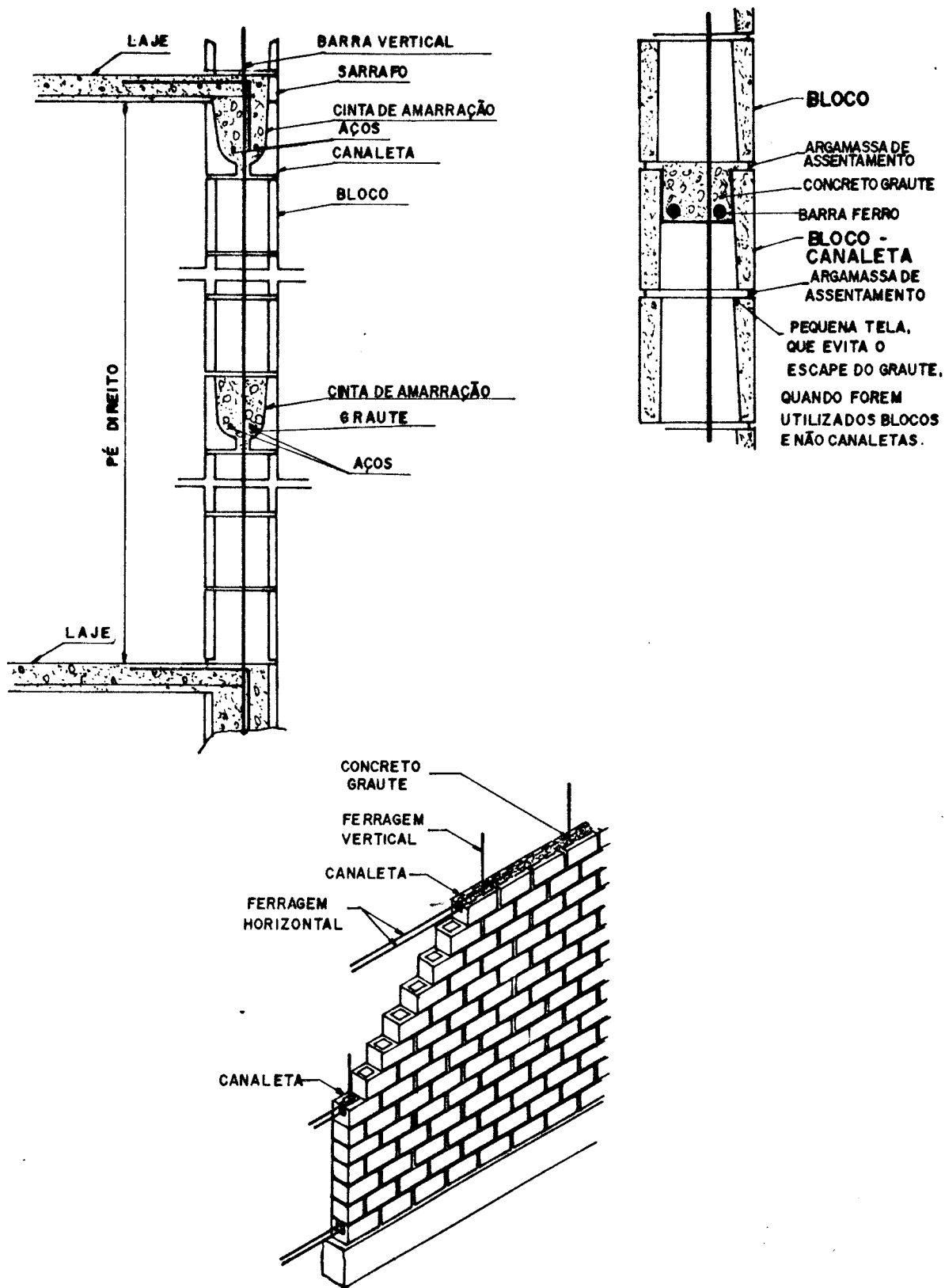


FIG. 7.15. ESQUEMAS DE CINTAS PARA ALVENARIA

## 7.5 JUNTA DE RETRAÇÃO OU JUNTA DE CONTROLE

É bem conhecido o fato de que as construções em concreto, estão sujeitas a movimentos, causados por variações de temperatura, retração hidráulica, retração por carbonatação, etc... A retração hidráulica é quem provoca a variação de volume mais apreciável.

Ela assentua-se sempre que os blocos são aplicados com teor de umidade, superior à umidade relativa do ar, da região da construção. Estes efeitos vão produzir invariavelmente fissuras transversais nos painéis, trazendo como consequência a redução de sua capacidade para resistir aos esforços normais ao plano da parede, permitindo ainda a entrada de água, e prejudicando a estética (figura 7.17).

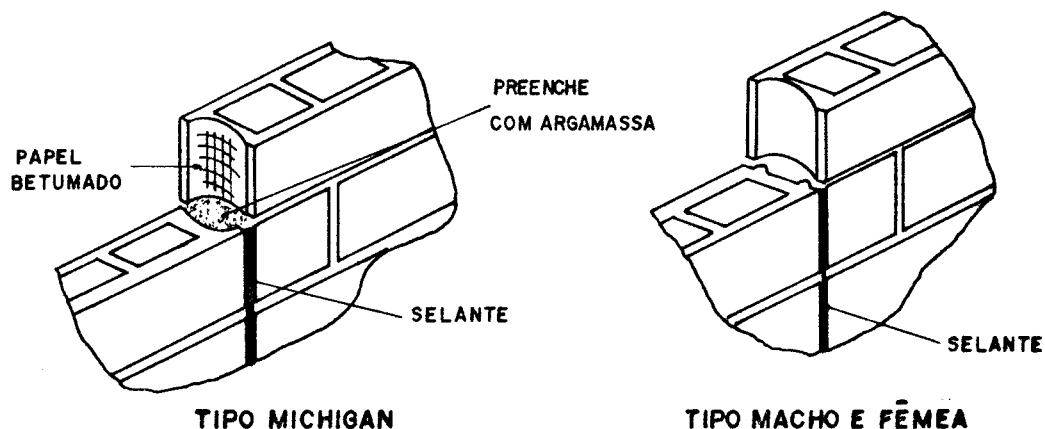
Para reduzir os efeitos da retração adota-se as chamadas JUNTAS DE RETRAÇÃO. Estas juntas devem ser capazes de permitir os movimentos longitudinais das paredes e garantir a transferência dos esforços perpendiculares ao seu plano. Existem dois tipos de junta que satisfazem perfeitamente esses requisitos e por isso são recomendadas: a tipo MICHIGAN e a tipo MACHO-FÊMEA. As duas juntas exigem blocos especiais para esse fim, e como não são fabricados no Brasil estas juntas não são utilizadas entre nós (figura 7.15)<sup>[\*]</sup>.

No Brasil é utilizada uma JUNTA À PRUMO como JUNTA DE RETRAÇÃO. Deve-se colocar barras de aço nas juntas (figura 7.16)<sup>[1\*]</sup>.

Neste tipo de junta não há transferência de esforços entre os painéis contíguos.

As juntas de retração devem ser executadas a





**FIG. 7.15. JUNTAS DE RETRAÇÃO COM BLOCOS ESPECIAIS**

mais ou menos as distâncias recomendadas na tabela 7.2.

Para que haja impermeabilização das juntas - de retração, elas precisam ser seladas (com material selante). Para isso, recomenda-se que a argamassa de assentamento seja escarificada, até aproximadamente 2 cm de profundidade. Esta abertura deve ser bem limpa e preenchida com o material selante.

Emprega-se em geral junta de controle nos seguintes casos:

- a) nos locais onde a altura da parede varia bruscamente;
- b) em pontos onde a espessura da parede varia (não sendo por causa de enrijecedores);
- c) nos chanfros ou cortes por onde passam tubulações, pilares e fixações;
- d) nas paredes que mudam bruscamente de direção, e que em planta tem a forma de L, T ou U.

Nos locais onde forem executadas as juntas - de controle devem ser obedecidas as seguintes recomendações:

- a) a junta deve ser contínua ao longo de to-

da a altura da parede;

b) o local da junta deve permitir os movimen-  
tos para os quais foi projetada, para isso deve ser preenchi-  
da com um material deformável;

c) deve-se interromper 50% da armadura hori-  
zontal na junta de controle;

d) as barras da armadura e o graute, ao ní-  
vel de pisos e coberturas podem ser contínuos.

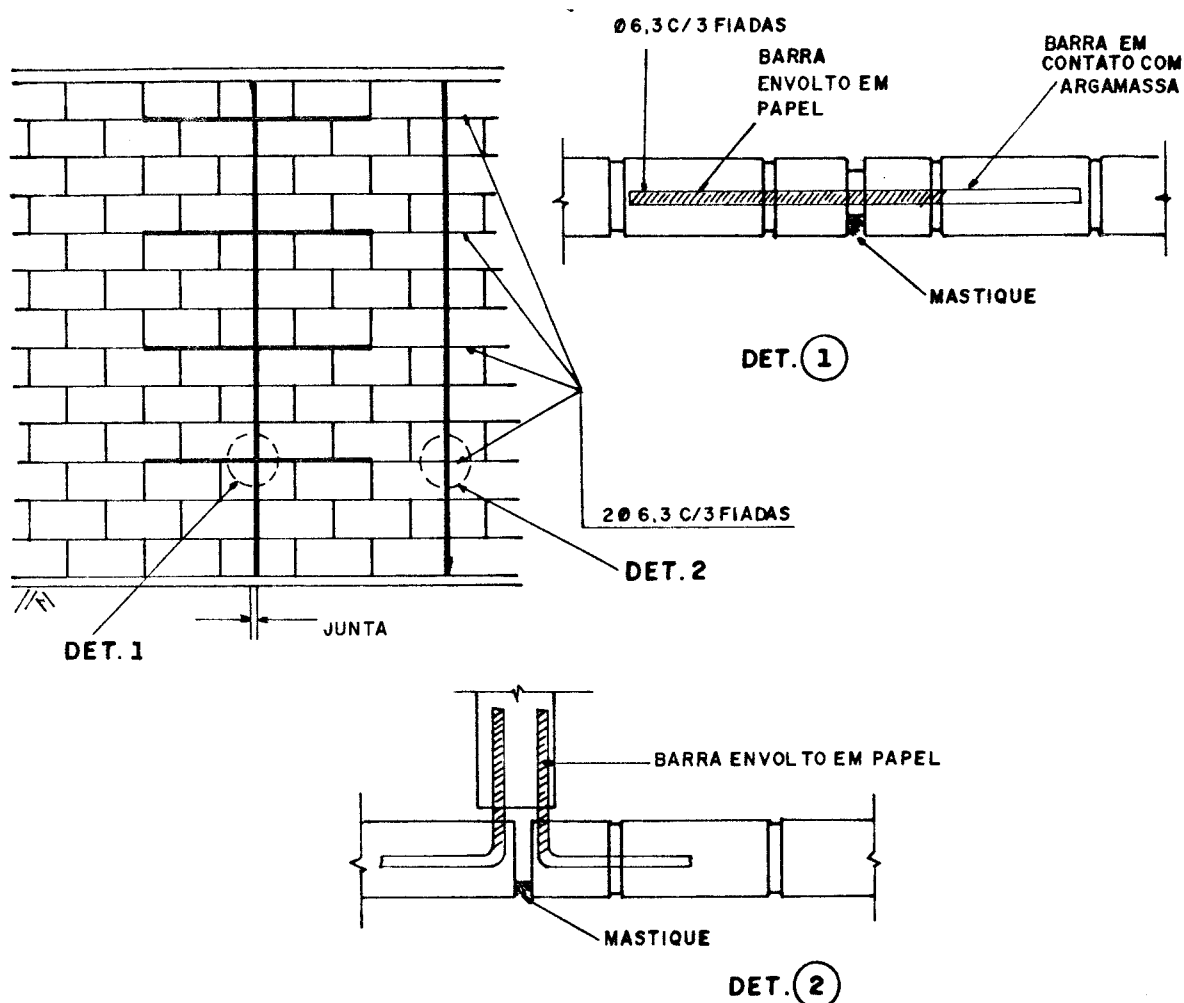


FIG. 7.16. JUNTAS DE RETRAÇÃO COM JUNTA À PRUMO

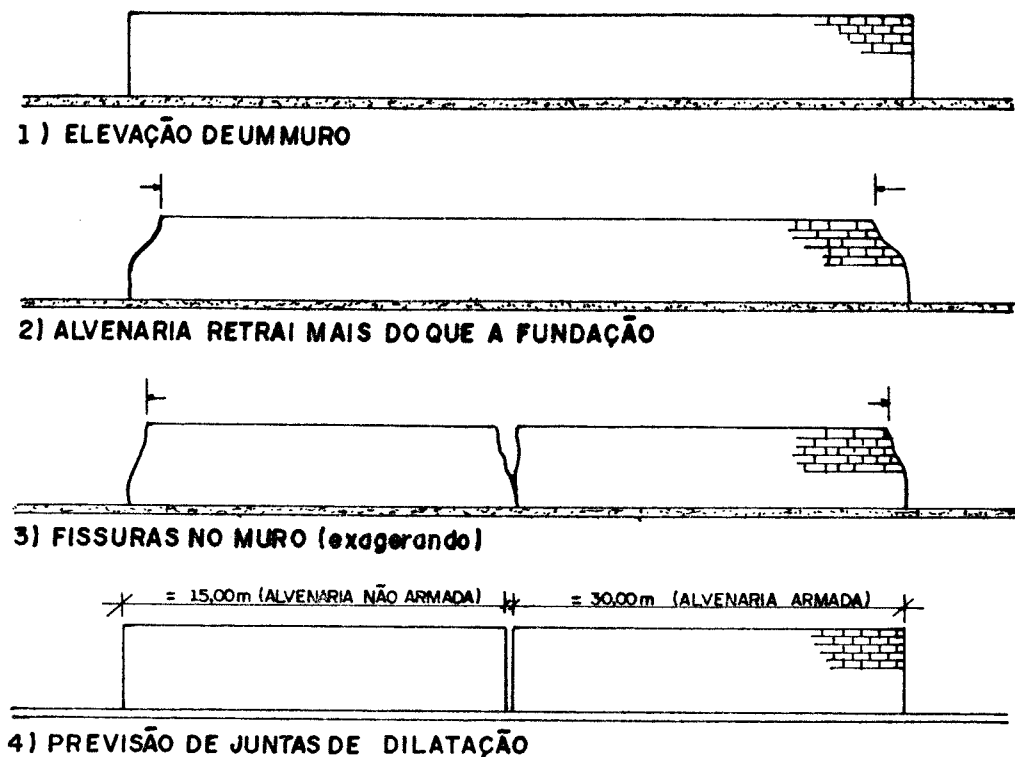


FIG. 7.17. COMPORTAMENTO ESQUEMÁTICO DE UMA PAREDE DE ALVENARIA PERANTE ÀS VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS

## 7.6 INTERSEÇÕES DE CINTAS

Deve-se tomar um mínimo de precaução, para que as emendas das armações das cintas, sejam feitas adequadamente (figura 7.18 e figura 7.18a)<sup>[10]</sup>.

## 7.7 ACABAMENTO DE JUNTAS

O acabamento das juntas das argamassas de assentamento, desempenham um papel importante na alvenaria estrutural, não apenas no tocante à estética, mas também quanto a durabilidade da obra. Na figura 7.19, são apresentadas-

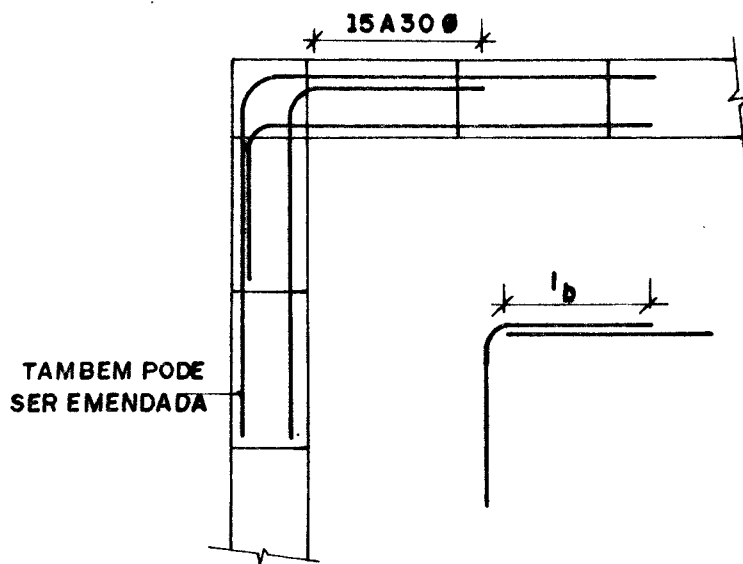


FIG. 7.18. a. EMENDA DE ARMAÇÃO DE CINTAS

alguns tipos de acabamento de juntas, utilizadas em alvenaria aparente. Vale lembrar que as mais utilizadas são as do tipo V e côncavas<sup>[18]</sup>.

## 7.8 PADRÕES DE ASSENTAMENTO

A figura 7.20, apresenta as maneiras como podem ser assentados os blocos<sup>[20]</sup>.

As juntas do tipo 3, 4, 5, e 6, não podem ser utilizadas em alvenaria estrutural. A do tipo 2, deve ser evitada, porque restringe a distribuição dos esforços ;

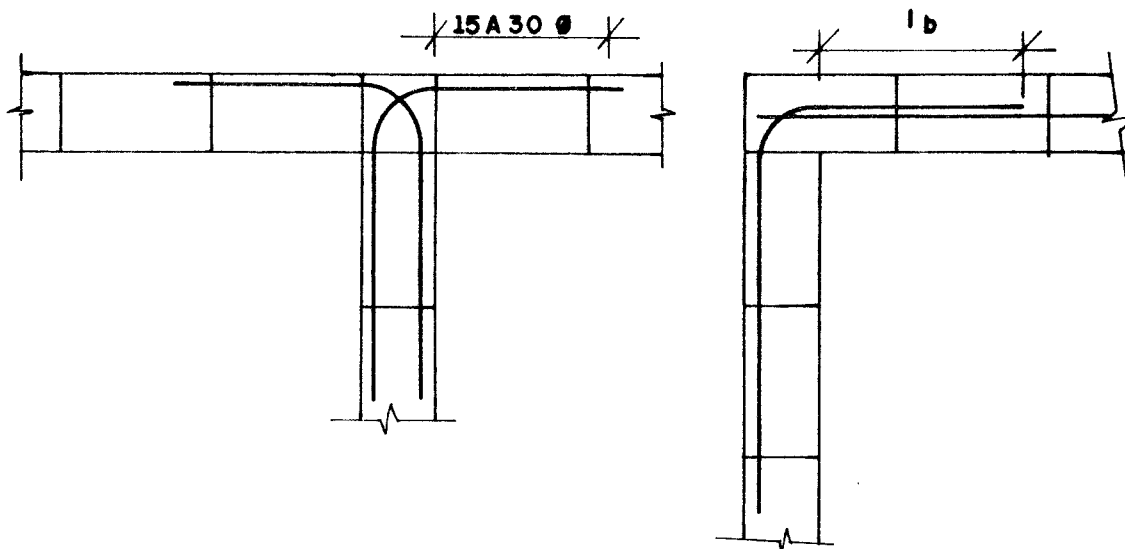


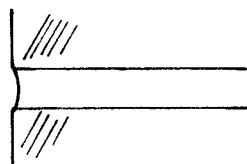
FIG. 7.18. INTERSEÇÕES DE CINTAS

mas no caso de ser utilizada, o ACI manda que os coeficientes de segurança sejam multiplicados por 2 (dois).

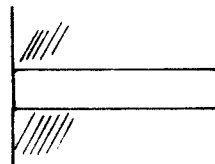
## 7.9 OUTROS DETALHES

### 7.9.1 ARMAÇÃO DAS PILASTRAS

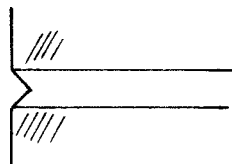
As figuras 7.21 e 7.22 ilustram como devem ser armadas as pilastras.



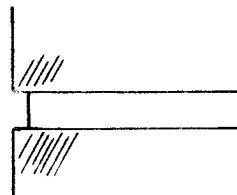
**CÔNCAVA - RECOMENDADA**



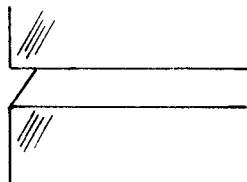
**RASPADA-RECOMENDADA**



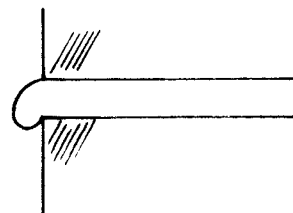
**V- RECOMENDADA**



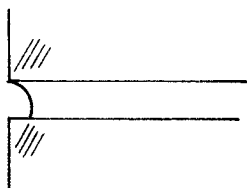
**REBAIXADA - Ñ RECOMENDADA**



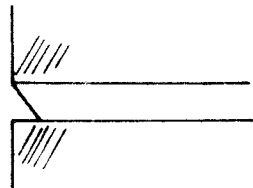
**CHANFRADA - RECOMENDADA**



**ESCORRIDA - Ñ RECOMENDADA**

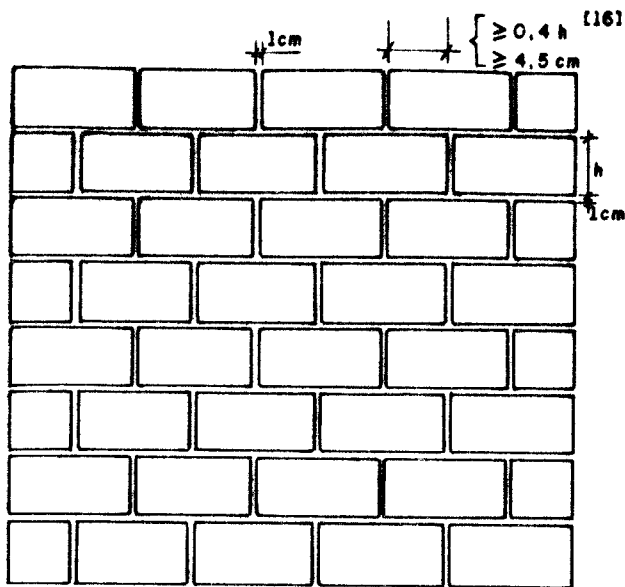


**APROFUNDADA - Ñ RECOMENDADA**

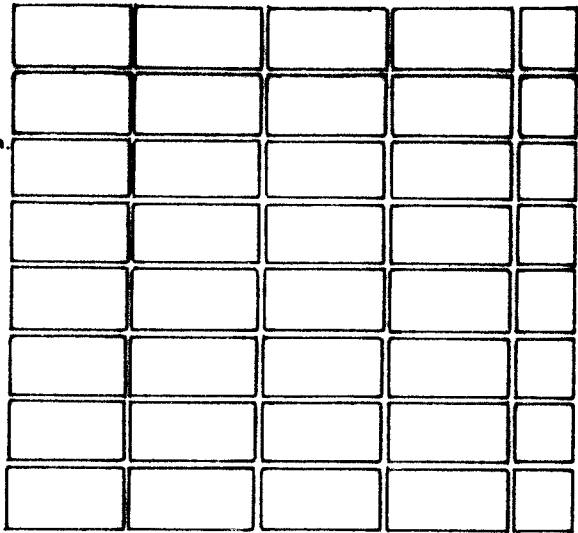


**CHANFRO INVERTIDO-Ñ RECOMENDADA**

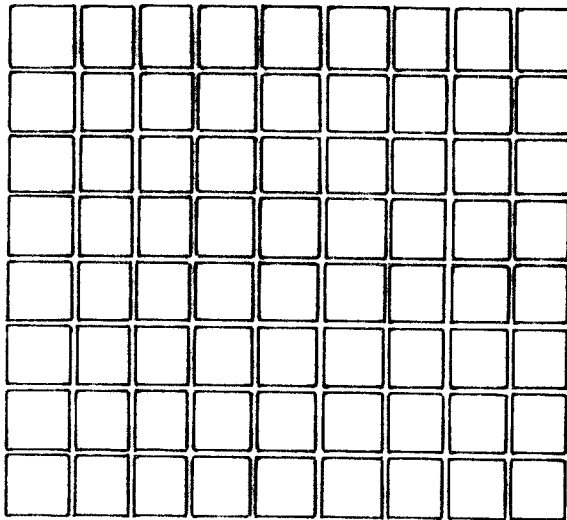
**FIG. 7.19. TIPOS DE ACAMENTO PARA JUNTAS DE ARGAMASSA DE -  
ASSENTAMENTO**



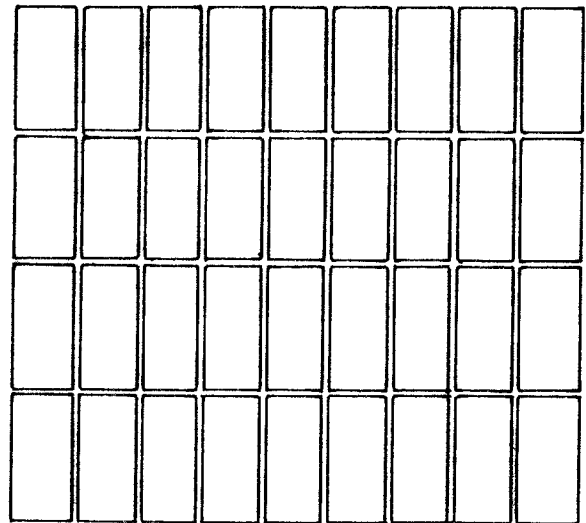
1 JUNTA AMARRADA



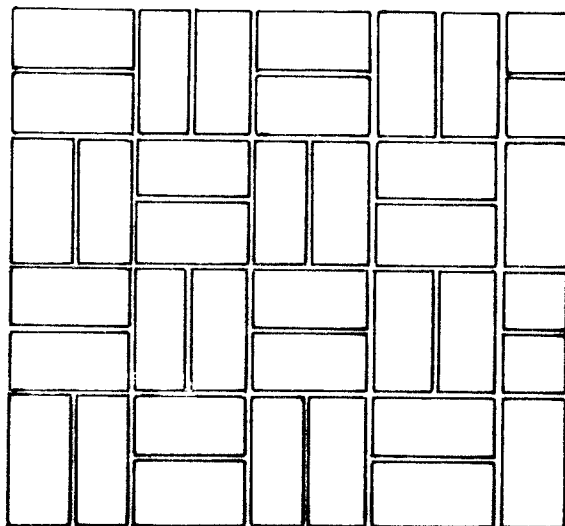
2 JUNTA PRUMO



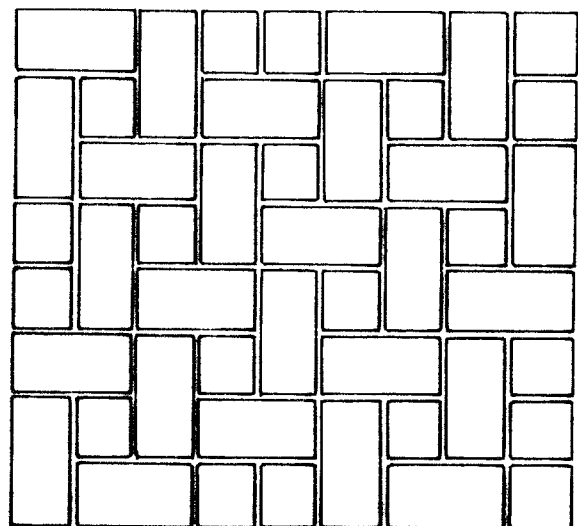
3 JUNTA PRUMO COM MEIO BLOCO



4 JUNTA PRUMO EM PÉ

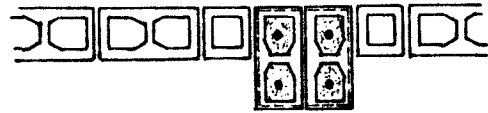
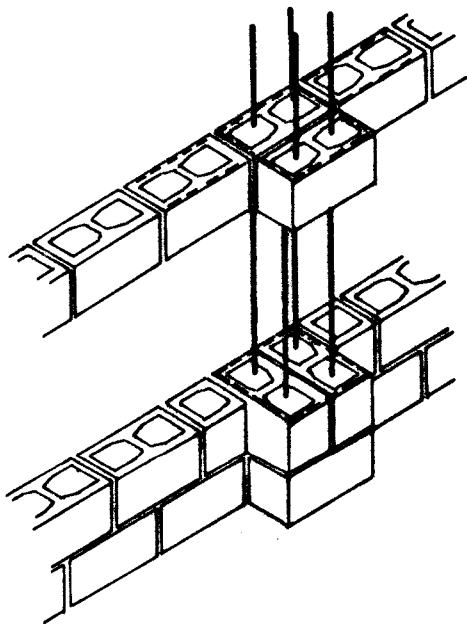


5 DAMA

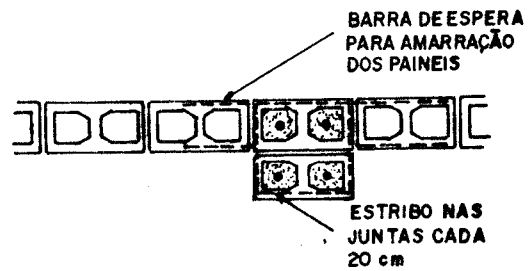


6 COMPOSIÇÃO: BLOCO INTEIRO E MEIO BLOCO

FIG. 7.20. TIPOS DE ASSENTAMENTO DOS BLOCOS



1ª FIADA

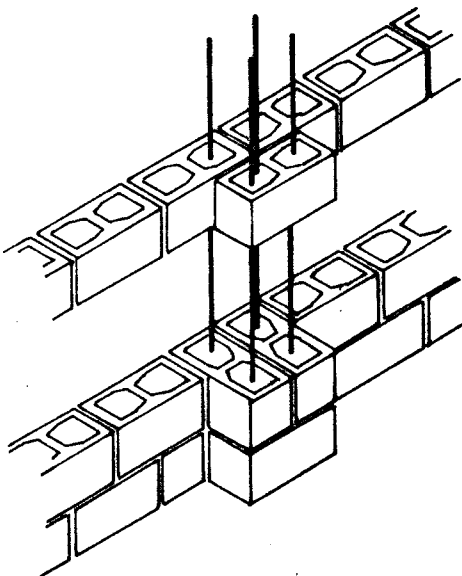


BARRA DE ESPERA  
PARA AMARRAÇÃO  
DOS PAINÉIS

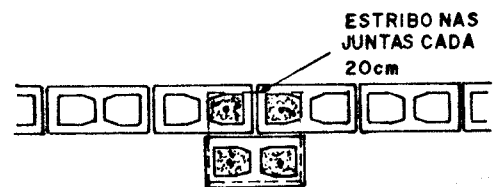
ESTRIBO NAS  
JUNTAS CADA  
20 cm

2ª FIADA

FIG. 7.21. PILASTRAS ISOLADAS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA.



1ª FIADA



ESTRIBO NAS  
JUNTAS CADA  
20cm

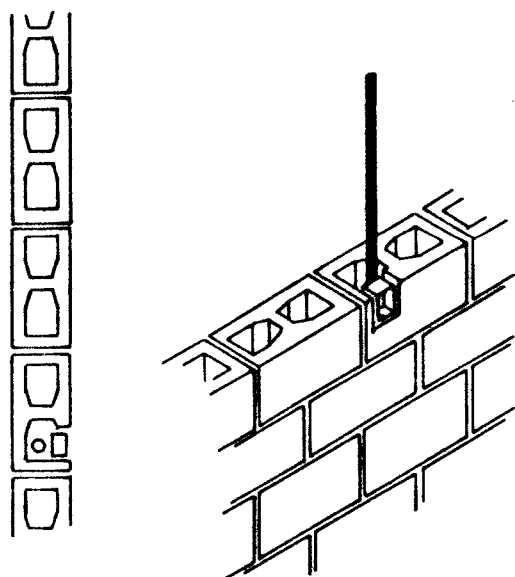
2ª FIADA

FIG. 7.22. PILASTRAS INCORPORADAS AOS PAINÉIS DE ALVENARIA

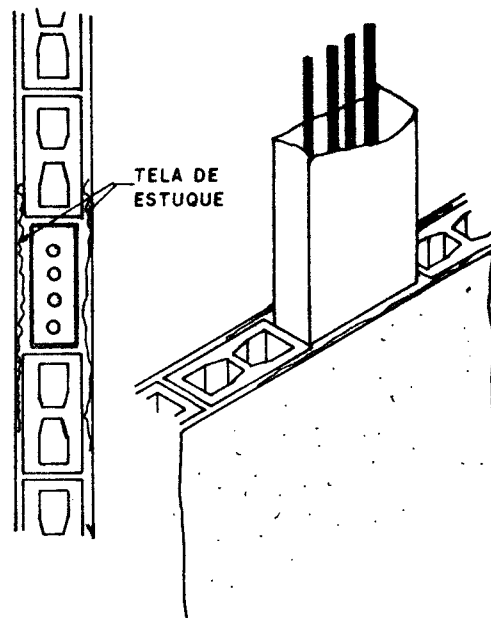


## 7.9,2 PASSAGEM DE TUBULAÇÕES ELÉTRICAS

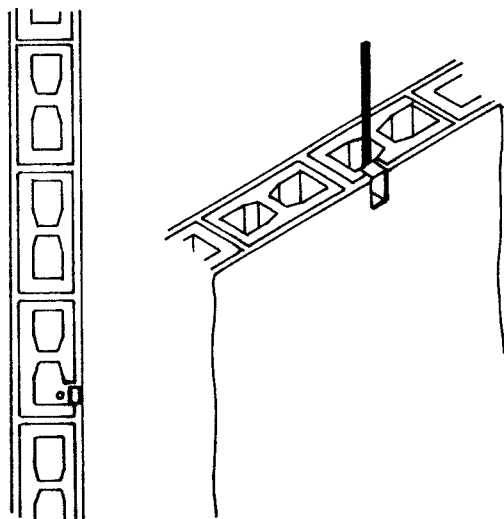
Na figura 7.23, apresenta-se como as instalações elétricas podem ser incorporadas as alvenarias.



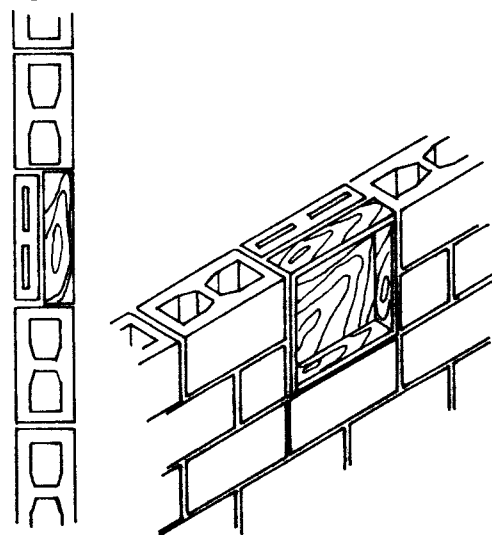
CAIXA 4" x 2" OU 4" x 4"  
ALVENARIA A PARENTE



DUTO DE PASSAGEM DE PRUMADAS



CAIXA 4" x 2" OU 4" x 4"  
ALVENARIA REVESTIDA



QUADRO DE FORÇA 40 x 40

FIG. 7.23. ESQUEMA PARA PASSAGEM DE TUBULAÇÕES ELÉTRICAS ENTRE OS BLOCOS.

### 7.9.3 LIGAÇÃO LAJE/PAREDE

Existem casos onde são necessárias - as ligações efetivas entre lajes e paredes; por exemplo quando as ações do vento produzem tensões de cisalhamento, que devem ser combatidas. Outro caso é quando há necessidade de se usar as lajes como vigas horizontais. A figura 7.24 ilustra como podem ser feitas estas ligações <sup>[10]</sup>.

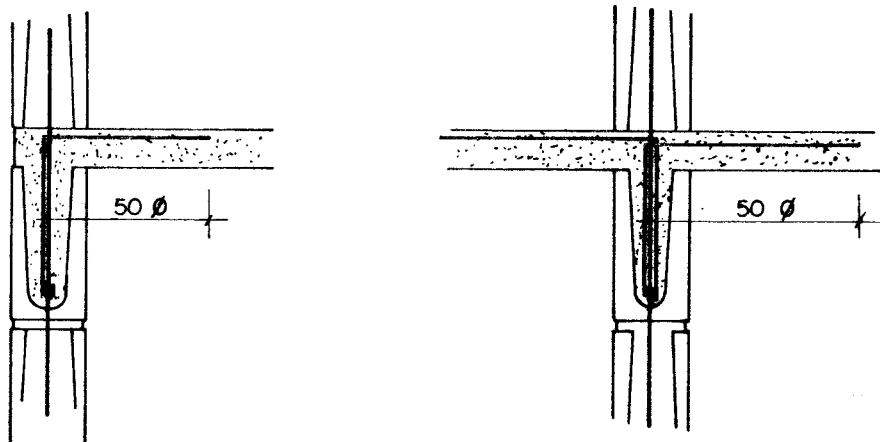


FIG. 7.24. POSIÇÃO DAS ARMADURAS NAS LIGAÇÕES EFETIVAS LAJE / PAREDE

TAB. 7.2. ESPAÇAMENTO MÁXIMO RECOMENDADO PARA JUNTA DE CONTROLE <sup>[11]</sup>

	SEM ARMADURA VERTICAL	ESPAÇAMENTO VERTICAL DAS ARMADURAS NAS JUNTAS (cm)		
		60	40	20
MÁXIMO L/H	2,0	2,5	3,0	4,0
MÁXIMO L	12,0	13,5	15,0	18,0

L : COMPRIMENTO DA PAREDE  
H : ALTURA DA PAREDE

## 8. CONTROLE DE QUALIDADE

O conjunto de operações que garante o uso de um produto com certos parâmetros de qualidade, dentro das especificações pré-estabelecidas, pode ser entendido como controle de qualidade. Dos três grupos distintos de personagem que contribuem para execução das obras de alvenaria estrutural, o fabricante dos materiais e o construtor devem realizar o controle de produção, ao passo que o construtor e o usuário da obra o controle de aceitação (tabela 8.1.)<sup>[24]</sup>

TAB. 8.1. TIPO DE CONTROLE QUE DEVE SER EXECUTADO PELOS MATERIAIS E O PERSONAGEM RESPONSÁVEL

TIPO CONTROLE MATERIAL	CONTROLE DE PRODUÇÃO	CONTROLE DE ACEITAÇÃO
BLOCO	FABRICANTE	CONSTRUTOR
	CONSTRUTOR	USUÁRIO
ARGAMASSA	FABRICANTE	CONSTRUTOR
	CONSTRUTOR	USUÁRIO
GRAUTE	FABRICANTE	CONSTRUTOR
	CONSTRUTOR	USUÁRIO
PAREDE	CONSTRUTOR	USUÁRIO
AÇO	FABRICANTE	CONSTRUTOR
		USUÁRIO

O controle de produção é importante para que se possa alterar o processo de fabricação de determinado produto, quando o mesmo não atinge os parâmetros fixados acima ou abaixo dos limites pré-determinados; por outro lado a aceitação ou rejeição do produto, caracterizado pela amostragem é o que denomina-se de controle de aceitação.

## 8.1 CONTROLE DE QUALIDADE DOS BLOCOS

A aceitação de blocos de concreto para alvenaria estrutural, está estabelecida na NBR-6136<sup>[\*]</sup>; entretanto, algumas propriedades de que ela trata, também é de interesse do controle de produção.

A tabela 8.1a discrimina as propriedades utilizadas como parâmetros de qualidade de blocos, ligando-as à sua importância e a metodologia de avaliação, de forma resumida<sup>[\*\*]</sup>.

### 8.1.1 CONTROLE DE PRODUÇÃO

A resistência à compressão é o parâmetro de maior interesse. Desde que tenha sido garantida uma absorção d'água abaixo do limite máximo exigido dos blocos - inicialmente," a resistência à compressão pode passar a ser o

**TAB.8.1.d. BLOCO DE CONCRETO - PARÂMETROS DE -  
CONTROLE <sup>[24]</sup>**

<b>PROPRIEDADES</b>	<b>IMPORTÂNCIA</b>	<b>ENSAIOS</b>
<b>GEOMÉTRICA (DIMENSÕES)</b>	<b>MODULAÇÃO CAPACIDADE RESISTENTE DO BLOCO</b>	-MEDIDAS DO COMPRIMENTO: LARGURA E ALTURA DOS BLOCOS -MEDIDAS DAS ESPESSURA DAS PAREDES -MEDIDAS DAS ÁREAS LÍ- QUIDAS E BRUTAS DOS BLOCOS
<b>ABSORÇÃO D'ÁGUA (QUANTIDADE PORCENTUAL DE ÁGUA CONTIDA NO BLOCO SATURADO)</b>	-INFLUÊNCIA NA ADERÊNCIA DO BLOCO À ARGAMASSA DO GRAUTE. -INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA DESTES ELEMENTOS -INFLUÊNCIA NA IMPERMEABILIDADE	<b>PESAGEM DO BLOCO:</b> SECO EM ESTUFA; SATURADO D'ÁGUA.
<b>UMIDADE (QUANTIDADE PERCENTUAL DE ÁGUA CONTIDA NO BLOCO EM RELAÇÃO À DE SATURAÇÃO)</b>	-INFLUÊNCIA NO APARECIMENTO DE MANCHAS NAS PAREDES. -INFLUÊNCIA NA ADERÊNCIA DO BLOCO À ARGAMASSA E AO GRAUTE -INFLUÊNCIA NA RESISTÊNCIA DESTES ELEMENTOS. -INFLUÊNCIA NA FISSURAÇÃO DEVIDA À RETRAÇÃO HIDRÁULICA	<b>PESAGENS DO BLOCO:</b> TAL COMO RECEBIDA NA OBRA; SECO EM ESTUFA; SATURADO D'ÁGUA.
<b>COR, TEXTURA E INTEGRIDADE</b>	-ESTÉTICA, A INTEGRIDADE INFLUÊNCIA A CAPACIDADE RESISTENTE.	<b>AValiação VISUAL E TÁTIL, SUBJETIVA.</b>
<b>RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO (TENSÃO DE RUPTURA)</b>	<b>PROPRIEDADE FUNDAMENTAL DIRETAMENTE LIGADA À CAPACIDADE RESISTENTE DA PAREDE.</b>	<b>MEDIDA DA CARGA DE RUPTURA DO BLOCO E DIVISÃO DA MESMA PELA ÁREA LÍQUIDA OU PELA ÁREA BRUTA.</b>

parâmetro de controle. Para tanto, é necessário que os ensaios sejam executados com pequenas idades, para que se possam estabelecer critérios de alteração do traço, no caso de se atingir níveis de resistência considerados críticos. Pode-se por-

exemplo, ensaiar à compressão, grupos de blocos, representando a produção de um dia, à idade de 7 dias. Caso a resistência seja inferior a P% da resistência que se deseja aos 28 dias, por mais de dois dias consecutivos, deve-se alterar o traço para aumentá-la. O índice P. pode ser adotado como da ordem de 80%; dependendo entretanto do crescimento de 7 para 28 dias, observado para resistência na faixa de traços em questão [24]."

### 8.1.2 CONTROLE DE ACEITAÇÃO

A amostra deve representar satisfatoriamente o lote em questão, para que a determinação da propriedade dos blocos seja válida.

#### A. LOTE

A um conjunto de blocos que tenha as mesmas características, ou seja, mesmo traço, mesma idade, mesmos materiais constituintes, mesma geometria, etc..., denomina-se lote. Não se deve incorrer no erro de misturar blocos de características diferentes, na formação de um lote; quando se mistura um lote, o produtor corre o risco de ver rejeitado o lote que poderia ser aceito. O contrário também pode ocorrer, ou seja, aceitar um lote que deveria ser rejeitado. [24]

Para conjuntos de até 10.000 blocos, deve ser constituído somente um lote; nenhum lote pode ser constituído de mais de 100.000 blocos<sup>[\*]</sup>.

## B. AMOSTRA

É o conjunto de blocos, escolhido aleatoriamente, para representar o lote em questão, em um ensaio.

Para os lotes com até 10.000 blocos, a amostra deverá ser composta de no mínimo doze blocos; para os lotes com mais de 10.000 blocos, a amostra deve ser composta de no mínimo doze blocos, com mais dois blocos para cada 10.000 blocos ou fração excedente<sup>[\*]</sup>.

## C. ENSAIO

Todos os ensaios devem ser executados de acordo com a NBR 7186<sup>[25]</sup>. Metade dos blocos da amostra deve ser submetida ao ensaio de determinação da resistência à compressão e a outra metade aos ensaios de determinação de absorção d'água, umidade, e, desde que requerida pelo comprador, ao ensaio de determinação da área líquida.

## D. ACEITAÇÃO E REJEIÇÃO

A NBR 6136<sup>[\*]</sup>, admite uma distribuição normal para as resistências à compressão dos blocos sendo o valor característico, estimado pela expressão:

$$f_{bk} = f_b - t \cdot S_n \quad (8.1.1)$$

onde  $f_{bk}$  - resistência característica do bloco à compressão, em MPa;

$f_b$  - resistência média dos blocos ensaiados à compressão, em MPa;

$S_n$  - desvio padrão calculado com os exemplares da amostra, ensaiados à compressão, em MPa;

$n$  - número de exemplares;

$t$  - coeficiente da distribuição de Student, dado na tabela 8.2.

Esta expressão corresponde ao quantil de 5% da respectiva distribuição.

**TAB. 8.2.- RELAÇÃO ENTRE O NÚMERO DE EXEMPLARES E O COEFICIENTE DA DISTRIBUIÇÃO DE STUDENT**

<b>n</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>12</b>
<b>t</b>	2,015	1,943	1,895	1,860	1,833	1,796

<b>n</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>24</b>
<b>t</b>	1,771	1,753	1,740	1,729	1,721	1,714

<b>n</b>	<b>26</b>	<b>28</b>	<b>30</b>	<b>&gt; 32</b>
<b>t</b>	1,708	1,703	1,699	1,650



O lote deve ser rejeitado quando:

a) o valor de  $f_{bk}$  for menor que o valor especificado em projeto ou na NBR 6136, para blocos de categoria A e B (item 2.1). Em caso contrário, o lote deve ser aceito com relação ao parâmetro resistência à compressão.

b) quanto à umidade e dimensões reais, os valores limites para aceitação, já foram apresentados no item 2.1.

## 8.2 CONTROLE DE QUALIDADE DE ARGAMASSAS

### 8.2.1 CONTROLE DE PRODUÇÃO

Consistência e traço são os parâmetros de controle. O traço, principalmente o fator água/cimento, influe nas propriedades das argamassas, como mostra o gráfico da figura 8.1<sup>[24]</sup>.

"O controle do fator água/cimento, embora mais difícil de ser feito é o mais confiável, na etapa de produção. Uma maneira razoavelmente simples, é medir o fator

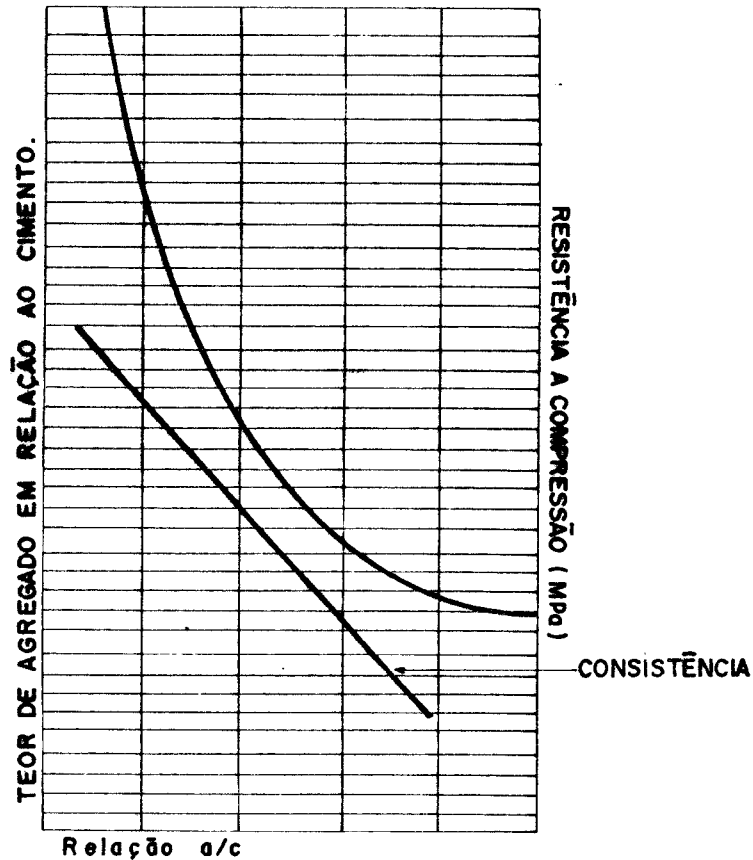


FIG. 8-1, INFLUÊNCIA DO FATOR ÁGUA / CIMENTO NA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO E NA CONSISTÊNCIA.

água/material seco, através da secagem da argamassa, pesando-se esta antes e depois da operação. Teoricamente esta prática é viável, mas necessita de mais dados para comprovar sua eficácia.<sup>[26]</sup>

Empregando-se a mesa de consistência - da NBR 7215<sup>[26]</sup>, ou ainda o cone de Abrams da NBR 7223<sup>[27]</sup>, pode-se determinar de maneira normalizada a consistência, ou

ainda, de maneira rudimentar e no local da obra, por pessoas especializadas no manejo da colher de pedreiro.

"O objetivo do controle de produção, é avaliar uma ou mais propriedades das argamassas e intervir - no processo de produção para manter essas propriedades dentro dos limites considerados satisfatórios, quer do ponto de vista técnico, quer do econômico."<sup>[24]</sup>

## 8.2.2 CONTROLE DE ACEITAÇÃO

O parâmetro mais importante a ser considerado é a resistência à compressão, que pode ser medido - através de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, rompidos de acordo com a NBR 7215<sup>[26]</sup>, moldados e curados de acordo com as prescrições da NBR 5738<sup>[28]</sup>.

### A. AMOSTRAGEM

Como no concreto estrutural em - obras correntes, a produção é dividida em lotes, para se efetuar o controle de aceitação, os quais deverão ser representados por amostras, compostas de exemplares que por sua vez são constituídos de 2 ou mais corpos-de-prova moldados em - um só ato.

## B. LOTES

Devem ser constituídos de argamas -  
sas confeccionadas com os mesmos materiais, proporções e ca-  
racterísticas, tendo a mesma idade de ensaio.

Na ausência de alguma informação ,  
sugere-se para estabelecimento de critérios de formação de  
lotes, a quantidade de argamassa correspondente à no máximo:

1 andar, ou

1 semana de produção, ou

200 m<sup>2</sup> de área construída , ou

500 m<sup>2</sup> de parede [6].

Sempre prevalece o menor deles.

## C. AMOSTRA

Coleta-se aleatoriamente as amos -  
tras que representam o lote, que deve constituir-se de, no  
mínimo 6 exemplares.

## D. EXEMPLARES

Os exemplares podem constituir-se -  
dedois ou mais corpos-de-prova da mesma massada.

## E. ACEITAÇÃO E REJEIÇÃO

Deve-se comparar a resistência característica da argamassa ( $f_{ak, est}$ ), com a resistência característica de projeto ( $f_{ak}$ ) [6].

$$f_{ak1} = 2 \cdot \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (8.2.1)$$

$$f_{ak2} = 0,85 \frac{f_1 + \dots + f_n}{n} \quad (8.2.2)$$

$$f_{ak3} = \psi_6 f_1 \quad (8.2.3)$$

onde:

$$m = \frac{n}{2} \text{ se } n \text{ par, ou}$$

$$m = \frac{n-1}{2} \text{ se } n \text{ ímpar}$$

$n$  = número de exemplares da amostra

$f_1, f_2, \dots, f_n$  - resistência dos exemplares em ordem crescente de magnitude.

O valor da resistência do exemplar é o maior valor obtido dentre os resultados dos corpos-de-prova que o compõe,

$\psi_6$  = valor encontrado na tabela 8.3

$$f_{ak4} = \text{maior valor entre } f_{ak1} \text{ e } f_{ak3}$$

$$f_{ak, est} = \text{menor valor entre } f_{ak2} \text{ e } f_{ak4}$$

Condições de aceitação:

$$f_{ak, est} \geq f_{ak}$$

TAB. 8.3.- VALORES DE  $\gamma_6$

n	6	7	8	10	12	14	16	18
$\gamma_6$	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02	1,04

"No caso de rejeição, deve ainda prevalecer o resultado obtido nos prismas."<sup>[24]</sup>

### 8.3 CONTROLE DE QUALIDADE DO GRAUTE

#### 8.3.1 CONTROLE DE PRODUÇÃO

O que foi dito para controle de produção das argamassas é válido para o graute, com exceção do - que concerne à medida de consistência, que não tem demonstrado eficiência através da mesa da NBR 7215<sup>[26]</sup>; usa-se portanto, o procedimento adequado para o concreto, tais como o uso do cone de Abrams da NBR 7223<sup>[27]</sup>.

#### 8.3.2 CONTROLE DE ACEITAÇÃO

Também é válido, para controle de aceitação, o que foi dito para argamassa, com ressalva apenas pa

ra as dimensões dos corpos-de-prova, que devem ter diâmetro de no mínimo, três vezes o tamanho máximo do agregado graúdo ou 7,5 cm, prevalecendo o maior. Como sugestão para notação, usa-se  $f_{gk,est}$  e  $f_{gk}$ , para as resistências à compressão característica estimada e de projeto, respectivamente.

## 8.4 CONTROLE DE QUALIDADE DAS PAREDES

### 8.4.1 CONTROLE DE PRODUÇÃO

São vários os fatores que podem ser verificados, tais como: prumo, espessura das juntas, uniformidade dos cordões de argamassa, adensamento do graute, tempo de permanência da argamassa e do graute entre a confecção e a aplicação, e outros. [24]

A tabela 8.4 apresenta as tolerâncias dimensionais, em que se deve basear as verificações do controle de produção [6].

As verificações devem ser feitas antes de qualquer operação de grauteamento, ou no máximo a cada meio pé-direito; no caso de trechos de alvenarias não grauteadas. As providências corretivas devem ser tomadas rapidamente, quando necessárias.

TAB. 8.4 - TOLERÂNCIAS DIMENSIONAIS

FATOR		TOLERÂNCIA
JUNTA HORIZONTAL	ESPESSURA	$\pm 3 \text{ mm } (*)$
	NÍVEL	$\pm 2 \text{ mm / m}$ $\pm 10 \text{ mm NO MÁXIMO}$
JUNTA VERTICAL	ESPESSURA	$\pm 3 \text{ mm } (*)$
	ALINHAMENTO VERTICAL	$\pm 2 \text{ mm / m}$ $\pm 10 \text{ mm NO MÁXIMO}$
ALINHAMENTO DA PAREDE	VERTICAL	$\pm 2 \text{ mm / m}$ $\pm 10 \text{ mm NO MÁXIMO POR PISO}$ $\pm 25 \text{ mm NA ALTURA TOTAL}$
	HORIZONTAL	$\pm 2 \text{ mm / m}$ $\pm 10 \text{ mm NO MÁXIMO}$
SUPERFÍCIE SUPERIOR DAS PAREDES PORTANTES	VARIAÇÃO NO NÍVEL ENTRE ELEMENTOS DE PISO ADJACENTES	$\pm 1 \text{ mm / m}$
	VARIAÇÃO NO NÍVEL DENTRO DA LARGURA DE CADA BLOCO ISOLADAMENTE	$\pm 1,5 \text{ mm / m}$

\* PARA AS JUNTAS DE 10mm DE ESPESSURA NOMINAL; NOS DEMAIS CASOS, CONSIDERAR  $\pm 30\%$  DA ESPESSURA CORRESPONDENTE.

#### 8.4.2 CONTROLE DE ACEITAÇÃO

O parâmetro de aceitação do componente parede, deve ser a resistência à compressão medida no ensaio de prisma preenchido ou não com graute, conforme a NBR8215<sup>[10]</sup>.



## A. LOTES

A estrutura deve ser dividida em lotes, de preferência constituídos de argamassas, grautes e blocos de mesmos lotes. Na ausência de informações, parece - razoável um critério semelhante ao utilizado para argamassas e grautes, a saber:

lote máximo correspondente a

1 semana de produção, ou

1 andar, ou

200 m<sup>2</sup> de área construída, ou

500 m<sup>2</sup> de parede [6] .

Sempre prevalece a menor quantidade.

## B. AMOSTRAS

A amostra representativa do lote deve constituir-se de, no mínimo, seis exemplares. Cada exemplar deve constituir-se de 2 ou mais prismas, preparados - aleatoriamente durante a execução do correspondente lote, utilizando-se os mesmos operadores, equipamentos, argamassa , graute e bloco.

### C. EXEMPLAR

Cada exemplar deve ser composto por 2 ou mais prismas.

### D. ACEITAÇÃO E REJEIÇÃO

Obedece ao seguinte procedimento;

a) deve-se comparar a resistência - característica do projeto ( $f_{pk}$ ), com a resistência característica estimada ( $f_{pk,est}$ ), dada pelas fórmulas:

$$f_{pk1} = 2 \cdot \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m - 1} - f_m \quad (8.4.1)$$

$$f_{pk2} = 0,85 \frac{f_1 + \dots + f_n}{n} \quad (8.4.2)$$

$$f_{pk3} = \psi_6 f_1, \quad (8.4.3)$$

onde:

$$m = \frac{n}{2} \text{ se } n \text{ par, ou}$$

$$m = \frac{n - 1}{2} \text{ se } n \text{ ímpar}$$

$n$  = número de exemplar da amostra

$f_1, f_2, \dots, f_n$  - resistência dos exemplares em ordem crescente de magnitude

$\psi_6$  é dado na tabela 8.5

TAB. 8.5.- VALORES DE  $\gamma_6$

n	6	7	8	10	12	14	16	18
$\gamma_6$	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02	1,04

b) o valor da resistência do exemplar é o maior valor obtido dentre os resultados dos prismas que o compõem.

$f_{pk4}$  - maior valor entre  $f_{pk1}$  e  $f_{pk3}$

$f_{pk,est}$  - menor valor entre  $f_{pk2}$  e  $f_{pk4}$

c) condições de aceitação

$$f_{pk,est} \geq f_{pk}$$

### 8.4.3 ENSAIO DO PRISMA

O objetivo do ensaio do prisma, é simular todas as variáveis envolvendo, a construção da parede, excetuando-se a execução das juntas verticais, a colocação das armaduras e a amarração entre os blocos. Os prismas são rompidos a compressão e a tensão característica correspondente é comparada à prevista em projeto. <sup>[24]</sup>

A NBR 8215 <sup>[19]</sup>, prescreve 2 métodos de preparo e ensaio à compressão axial de prismas, de blocos de concreto para alvenaria estrutural.

MÉTODO A - Para determinação de dados comparativos de resistência à compressão de alvenaria, construídos em laboratório com diversos tipos de argamassa, grau te e blocos.

MÉTODO B - Para determinação da resistência à compressão de alvenaria, construída no local da obra, com os mesmos materiais e mão-de-obra a serem ou sendo usados numa particular estrutura.

Chama-se prisma oco, o conjunto composto da justaposição de dois blocos de concreto, unidos por juntas de argamassa (figura 8.2) e prisma cheio o conjunto da justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa, tendo seus vazios preenchidos por graute (figura 8.3).

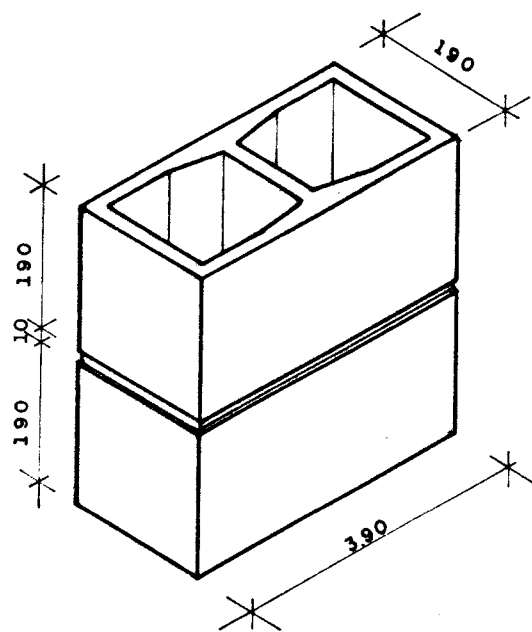
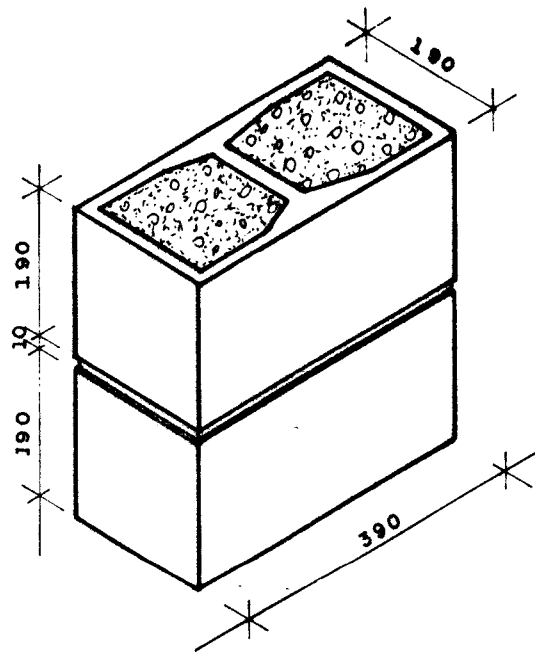


FIG. 8.2. PRISMA OCO

A NBR 8215<sup>[19]</sup>, também prescreve a aparelhagem, o método de execução do ensaio e a apresentação do relatório do ensaio.



**FIG. 8.3. PRISMA CHEIO**

"Como foi visto, a prática do ensaio de monstra que o número de blocos a superpor deve ser dois; embora presuma-se que um número superior de blocos, levasse a um resultado mais representativo de resistência da parede (no caso da superposição de três blocos, por exemplo, ter-se-ia o bloco central menos sujeito ao atrito dos pratos da prensa de ensaio, ocorrendo a ruptura de maneira mais representativa). Entretanto; analogamente à prática universal aceita para o concreto, cujos corpos-de-prova sofrem influência semelhantes, pode-se considerar o resultado da superposição de dois blocos, como um índice de qualidade satisfatório, cuja extrapolação para valores resistentes do componente estrutural, inclui a adoção de coeficientes de incerteza<sup>[24]</sup>".

## 8.5 CONTROLE DE QUALIDADE DOS AÇOS

O controle e as condições de aceitação dos

aços para armadura, utilizados nas alvenarias de blocos de -  
concreto, são os prescritos na NBR 7480<sup>[20]</sup>.

## 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em conta as diversas esplanações efetuadas, espera-se, ao final desta apresentação, ter-se conseguido - atingir os objetivos propostos inicialmente.

Se for de interesse do leitor, todos os aspectos aqui apresentados, sobre alvenaria estrutural executada com blocos vazados de concreto, poderão ser complementados mediante consulta à bibliografia, encontrada no capítulo 11 e 12, podendo-se, assim, ter-se uma visão mais ampla do assunto.

Já foi comentado anteriormente, que a alvenaria-estrutural possui características que proporcionam grande - versatilidade de emprego, fato que deve ser evidenciado no Brasil, país que apresenta características tecnológicas especiais, e porque não dizer contraditórias, principalmente na construção civil. Observam-se notáveis avanços no setor de construção pesada, onde a tecnologia brasileira compete com as estrangeiras, na implantação de obras de infra-estrutura, como a construção de barragens, estradas e aeroportos, por exemplo; por outra lado, não existe igual manifestação, de elevado nível tecnológico, no setor de construções habitacionais. Construções efetuadas de maneira artesanal constituem ainda a única opção, para uma grande parcela da população.

Logo, com certeza, pode-se dizer que a alvenaria estrutural executada com blocos vazados de concreto interessa, e muito, ao Brasil; grandes benefícios, principalmente -

sociais, serão obtidas, se forem concentrados maiores esforços para seu desenvolvimento tecnológico.

Muitos aspectos, que foram abordados apenas ligeiramente ao longo do texto, necessitam ser enfatizados mais aprofundadamente. Portanto, no desenrolar deste trabalho, verificou-se que alguns aspectos precisam ser melhor analisados.

O primeiro deles, diz respeito à ação do vento, que, para edifícios altos, passa a ser sempre considerado na composição das ações, que produzem os esforços atuantes nas alvenarias.

A respeito das ações de desaprumo, mencionada no item 3.5.3. e propostas pela norma alemã, deve-se fazer exemplos para verificar a sua influência nas ações finais atuantes (no exemplo do capítulo 6, o desaprumo não foi considerado).

Poderiam ser elaborados, também, mais exemplos relacionados com a flexão-composta; no exemplo do item 5.4, constatou-se que a área da seção transversal de aço encontrada, para combater a tração na alvenaria, é excessivamente elevada. Os exemplos sugeridos são, portanto, para verificação e para uma análise mais profunda das equações apresentadas no item 5.4. Se possível, a maneira mais correta seria ensaiar pilares de alvenaria estrutural, executados com blocos vazados de concreto, e, através da análise dos resultados experimentais, elaborar o equacionamento das alvenarias estruturais submetidas a flexão composta.

A elaboração de tabelas mais detalhadas, para o cálculo de alvenarias estruturais submetidas a flexão simples no estágio II, seria bastante útil, pois simplificaria o cálculo normal.



Para elaboração de projetos, há necessidade, também, de se analisarem procedimentos para a sistematização do cálculo das ações horizontais e verticais nas paredes e das resistências do prisma, de tal maneira que se possa obter o valor destas resistências em qualquer ponto da estrutura, e não somente na base, como foi calculado no exemplo do capítulo 6. Visa-se, com isto, o aspecto econômico, pois poder-se-á especificar as paredes adequadas, para resistir aos esforços atuantes.

A distribuição das ações resultantes nas fundações, para seu dimensionamento racional, poderá ser alvo de outro trabalho.

Na continuação destas pesquisas, um dos temas importantes refere-se ao cálculo dos esforços solicitantes, devidos às ações horizontais nas paredes portantes com abertura. No item 3.4.2, tratou-se apenas superficialmente desse assunto, que é bastante vasto. Comentou-se, e assim mesmo rapidamente, o caso das paredes quando elas são consideradas como se fossem sem abertura e as paredes funcionando como balanços independentes, faltando estudar as paredes quando as aberturas são consideradas no cálculo dos esforços.

Finalmente, encerra-se este trabalho, que se constituiu em um esforço no sentido de se propiciar uma contribuição, mesmo que de maneira simples, ao desenvolvimento do sistema construtivo de alvenarias estruturais executadas com blocos vazados de concreto, principalmente no que se refere ao aspecto de projeto, já que com relação a outros temas sobre o assunto, existe um número maior de trabalhos disponíveis.

## 10. TABELAS

**TAB.10.1.- PESO DA ALVENARIA (kN/m<sup>2</sup>)- BLOCO VAZADO DE CONCRETO 14 x 19 x 39 SEM REVESTIMENTO**

$\begin{matrix} d_w \\ h \end{matrix}$	2,40	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,60	0,40	0,20
4,00	2,04	2,05	2,07	2,09	2,11	2,14	2,18	2,24	2,33	2,47	2,75	3,60
3,80	2,06	2,07	2,09	2,11	2,13	2,16	2,20	2,26	2,35	2,49	2,77	3,62
3,60	2,08	2,09	2,11	2,13	2,15	2,18	2,22	2,28	2,37	2,51	2,79	3,64
3,40	2,09	2,10	2,12	2,14	2,16	2,19	2,23	2,29	2,38	2,52	2,80	3,65
3,20	2,11	2,12	2,14	2,16	2,18	2,21	2,25	2,31	2,40	2,54	2,82	3,67
3,00	2,13	2,14	2,16	2,18	2,20	2,23	2,27	2,33	2,42	2,56	2,84	3,69
2,80	2,16	2,17	2,19	2,21	2,23	2,26	2,30	2,36	2,45	2,59	2,87	3,72
2,60	2,18	2,19	2,21	2,23	2,25	2,28	2,32	2,40	2,47	2,61	2,89	3,74
2,40	2,22	2,23	2,25	2,27	2,29	2,32	2,36	2,42	2,51	2,65	2,93	3,78
2,20	2,26	2,27	2,29	2,31	2,33	2,36	2,40	2,46	2,55	2,69	2,97	3,82
2,00	2,31	2,32	2,34	2,30	2,38	2,41	2,45	2,51	2,60	2,74	3,02	3,87
1,80	2,36	2,37	2,39	2,41	2,43	2,46	2,50	2,56	2,65	2,79	3,07	3,92
1,60	2,44	2,45	2,47	2,49	2,51	2,54	2,58	2,64	2,73	2,87	3,15	4,00
1,40	2,53	2,54	2,56	2,58	2,60	2,63	2,67	2,73	2,72	2,96	3,24	4,09
1,20	2,66	2,67	2,69	2,71	2,73	2,76	2,80	2,96	3,09	3,37	3,77	4,22

$d_w$  - DISTÂNCIA DO GRAUTEAMENTO (m)  
 $h$  - ALTURA DA PAREDE (m)

PESO DO BLOCO - 0,12 kN/un. [14]

PESO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - 0,14 kN/m<sup>2</sup> [14]

PESO DO GRAUTEAMENTO HORIZONTAL - 0,35 kN/m [14]

PESO DO GRAUTEAMENTO VERTICAL - 0,34 kN/m [14]

**TABLO.2. - PESO DA ALVENARIA (KN/m<sup>2</sup>)- BLOCO VAZADO DE CONCRETO 19x19x39 - SEM REVESTIMENTO**

$h \backslash b_w$	2,40	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,60	0,40	0,20
4,00	2,62	2,63	2,66	2,68	2,71	2,76	2,81	2,89	3,01	3,20	3,58	4,77
3,80	2,64	2,65	2,68	2,70	2,73	2,78	2,83	2,91	3,03	3,22	3,60	4,79
3,60	2,66	2,67	2,70	2,72	2,75	2,80	2,85	2,93	3,05	3,24	3,62	4,81
3,40	2,68	2,69	2,72	2,74	2,77	2,82	2,87	2,95	3,07	3,26	3,64	4,83
3,20	2,71	2,72	2,75	2,77	2,80	2,85	2,90	2,98	3,10	3,29	3,67	4,86
3,00	2,75	2,76	2,79	2,81	2,84	2,89	2,94	3,02	3,14	3,33	3,71	4,90
2,80	2,78	2,79	2,82	2,84	2,87	2,92	2,97	3,05	3,17	3,36	3,74	4,93
2,60	2,83	2,84	2,87	2,89	2,92	2,97	3,02	3,10	3,22	3,41	3,79	4,98
2,40	2,88	2,89	2,92	2,94	2,97	3,02	3,07	3,15	3,27	3,46	3,84	5,03
2,20	2,93	2,94	2,97	2,99	3,02	3,07	3,12	3,20	3,32	3,51	3,89	5,08
2,00	3,01	3,02	3,05	3,07	3,10	3,15	3,20	3,28	3,40	3,59	3,97	5,16
1,80	3,09	3,10	3,13	3,15	3,18	3,23	3,28	3,36	3,48	3,67	4,05	5,24
1,60	3,20	3,21	3,24	3,26	3,29	3,34	3,39	3,47	3,59	3,78	4,16	5,35
1,40	3,34	3,35	3,38	3,40	3,43	3,48	3,53	3,61	3,73	3,92	4,30	5,49
1,20	3,53	3,54	3,57	3,59	3,62	3,67	3,72	3,80	3,92	4,11	4,49	5,68

$b_w$  - DISTÂNCIA DO GRAUTEAMENTO (m)

$h$  - ALTURA DA PAREDE (m)

PESO DO BLOCO - 0,15 KN / UN [14]

PESO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - 0,15 KN / m<sup>2</sup> [14]

PESO DO GRAUTEAMENTO HORIZONTAL - 0,52 KN / m [14]

PESO DO GRAUTEAMENTO VERTICAL - 0,47 KN / m [14]

**TAB.10.3 - PESO DE VIGA DE ALVENARIA (kN/m) BLOCO-VAZADO DE CONCRETO SEM REVESTIMENTO**

$\begin{matrix} h \\ \diagdown \\ t \end{matrix}$	20	40	60	80	100	120	140	160
14	0,67	1,34	2,01	2,68	3,35	4,02	4,69	5,36
19	0,87	1,75	2,63	3,51	4,39	5,27	6,15	7,03

**h - ALTURA DA VIGA (cm)**  
**t - ESPESSURA DA VIGA (m)**  
**PESO DA CANALETA 14 - 0,07 kN/un [21]**  
**PESO DA CANALETA 19 - 0,09 kN/un [21]**  
**PESO DO GRAUTEAMENTO DA CANALETA 14 - 0,29 kN/m [14]**  
**PESO DO GRAUTEAMENTO DA CANALETA 19 - 0,39 kN/m [14]**

**TAB.10.4. - PESO DE VIGA DE ALVENARIA (kN/m) - BLOCO VAZADO DE CONCRETO - REVESTIDA 1 FACE (1cm)**

$\begin{matrix} h \\ \diagdown \\ t \end{matrix}$	20	40	60	80	100	120	140	160
14	0,71	1,42	2,13	2,83	3,54	4,25	4,96	5,66
19	0,91	1,83	2,74	3,66	4,58	5,50	6,42	7,33

**PESO DO REVESTIMENTO - 19 kN/m<sup>3</sup> [14]**

**TAB.10.5- PESO DE VIGA DE ALVENARIA (kN/m) BLOCO VAZADO DE CONCRETO - REVESTIDA 2 FACE (1cm)**

$\begin{matrix} h \\ \diagdown \\ t \end{matrix}$	20	40	60	80	100	120	140	160
14	0,75	1,50	2,25	2,98	3,73	4,48	5,23	5,96
19	0,95	1,91	2,85	3,81	4,77	5,73	6,69	7,63

TAB.10.6 a - FLEXÃO SIMPLES DE SEÇÃO RETANGULAR-ESTADIO II  
TENSÕES QUALISQUER

$\beta_y = \frac{n}{m}$	$\beta_x = \frac{x}{d}$	$\beta_z = \frac{z}{d} = 1 - \frac{\beta_x}{3}$	$k_{dIV} = \frac{M}{bd^2 \sigma_{ct}}$	$k_d = \sqrt{\frac{1}{k_{dIV}}}$	$\frac{n k_s}{bd^2 \sigma_{ct}}$	$n = \frac{n A_s}{bd}$
0,054	0,051	0,983	$25 \times 10^{-6}$	200	$13 \times 10^{-7}$	$14 \times 10^{-4}$
0,065	0,061	0,979	$30 \times 10^{-6}$	182,57	$20 \times 10^{-7}$	$20 \times 10^{-4}$
0,077	0,072	0,976	$35 \times 10^{-6}$	168,84	$27 \times 10^{-7}$	$26 \times 10^{-4}$
0,089	0,082	0,973	$40 \times 10^{-6}$	158,09	$36 \times 10^{-7}$	$37 \times 10^{-4}$
0,102	0,093	0,969	$45 \times 10^{-6}$	148,92	$46 \times 10^{-7}$	$48 \times 10^{-4}$
0,116	0,104	0,965	$50 \times 10^{-6}$	141,33	$58 \times 10^{-7}$	$60 \times 10^{-4}$
0,129	0,114	0,962	$55 \times 10^{-6}$	134,70	$71 \times 10^{-7}$	$74 \times 10^{-4}$
0,143	0,126	0,958	$60 \times 10^{-6}$	129,00	$86 \times 10^{-7}$	$90 \times 10^{-4}$
0,158	0,136	0,954	$65 \times 10^{-6}$	123,94	$102 \times 10^{-7}$	$107 \times 10^{-4}$
0,172	0,147	0,951	$70 \times 10^{-6}$	119,52	$121 \times 10^{-7}$	$127 \times 10^{-4}$
0,188	0,158	0,947	$75 \times 10^{-6}$	115,41	$141 \times 10^{-7}$	$149 \times 10^{-4}$
0,204	0,169	0,943	$80 \times 10^{-6}$	111,61	$163 \times 10^{-7}$	$173 \times 10^{-4}$
0,220	0,181	0,940	$85 \times 10^{-6}$	108,45	$188 \times 10^{-7}$	$200 \times 10^{-4}$

TAB.10.6 D. FLEXÃO SIMPLES DE SEÇÃO RETANGULAR - ESTADIO II  
TENSÕES QUAISQUER

$\beta_y = \frac{n}{m}$	$\beta_x = \frac{x}{d}$	$\beta_z = \frac{z}{d} = \frac{1 - \beta_x - \beta_y}{3}$	$K_{ctv} = \frac{M}{bdz^2 \sigma_{ct}}$	$K_d = \sqrt{\frac{I}{K_{ctv}}}$	$\sigma_{ct} = \frac{nM}{bdz^2 \sigma_{ct}}$	$n \rho = \frac{n A_s}{bd}$
0,238	0,192	0,936	$90 \times 10^{-6}$	105,29	$214 \times 10^{-7}$	$229 \times 10^{-4}$
0,256	0,204	0,932	$95 \times 10^{-6}$	102,44	$243 \times 10^{-7}$	$261 \times 10^{-4}$
0,275	0,216	0,928	$100 \times 10^{-6}$	99,91	$275 \times 10^{-7}$	$298 \times 10^{-4}$
0,294	0,227	0,924	$105 \times 10^{-6}$	97,39	$309 \times 10^{-7}$	$334 \times 10^{-4}$
0,314	0,239	0,920	$110 \times 10^{-6}$	95,17	$348 \times 10^{-7}$	$375 \times 10^{-4}$
0,335	0,251	0,916	$115 \times 10^{-6}$	93,27	$385 \times 10^{-7}$	$421 \times 10^{-4}$
0,357	0,263	0,912	$120 \times 10^{-6}$	91,06	$428 \times 10^{-7}$	$470 \times 10^{-4}$
0,380	0,275	0,908	$125 \times 10^{-6}$	89,16	$475 \times 10^{-7}$	$523 \times 10^{-4}$
0,403	0,287	0,904	$130 \times 10^{-6}$	87,58	$525 \times 10^{-7}$	$580 \times 10^{-4}$
0,428	0,300	0,900	$135 \times 10^{-6}$	86,00	$579 \times 10^{-7}$	$643 \times 10^{-4}$
0,454	0,313	0,896	$140 \times 10^{-6}$	84,42	$637 \times 10^{-7}$	$671 \times 10^{-4}$
0,482	0,325	0,892	$145 \times 10^{-6}$	82,84	$699 \times 10^{-7}$	$769 \times 10^{-4}$
0,511	0,338	0,887	$150 \times 10^{-6}$	81,58	$766 \times 10^{-7}$	$864 \times 10^{-4}$

TAB.10.6c . FLEXÃO SIMPLES DE SEÇÃO RETANGULAR-ESTADIO II  
TENSÃO QUALQUER

$\beta_y = \frac{n}{m}$	$\beta_x = \frac{x}{d}$	$\beta \frac{z-d}{z} \cdot \frac{1-\beta}{3}$	$k_{dIV} = \frac{M}{bd^2 f_{dIV, f}}$	$k_{d_s} \sqrt{\frac{1}{k_{dIV}}}$	$\frac{n k_{d_s} \cdot n M}{bd^2 \sigma_{st}}$	$n \rho = \frac{n A_s}{bd}$
0,541	0,351	0,883	155 x 10 <sup>-6</sup>	80,31	840 x 10 <sup>-7</sup>	950 x 10 <sup>-4</sup>
0,573	0,364	0,879	160 x 10 <sup>-6</sup>	79,05	917 x 10 <sup>-7</sup>	1043 x 10 <sup>-4</sup>
0,606	0,377	0,875	165 x 10 <sup>-6</sup>	77,78	1000 x 10 <sup>-7</sup>	1145 x 10 <sup>-4</sup>
0,642	0,391	0,870	170 x 10 <sup>-6</sup>	76,52	1091 x 10 <sup>-7</sup>	1255 x 10 <sup>-4</sup>
0,679	0,405	0,865	175 x 10 <sup>-6</sup>	75,57	1190 x 10 <sup>-7</sup>	1374 x 10 <sup>-4</sup>
0,719	0,418	0,860	180 x 10 <sup>-6</sup>	74,62	1295 x 10 <sup>-7</sup>	1504 x 10 <sup>-4</sup>
0,762	0,432	0,856	185 x 10 <sup>-6</sup>	73,36	1409 x 10 <sup>-7</sup>	1646 x 10 <sup>-4</sup>
0,806	0,446	0,851	190 x 10 <sup>-6</sup>	72,41	1532 x 10 <sup>-7</sup>	1800 x 10 <sup>-4</sup>
0,854	0,460	0,846	195 x 10 <sup>-6</sup>	71,14	1666 x 10 <sup>-7</sup>	1969 x 10 <sup>-4</sup>
0,906	0,475	0,842	200 x 10 <sup>-6</sup>	70,51	1812 x 10 <sup>-7</sup>	2153 x 10 <sup>-4</sup>
0,981	0,490	0,837	205 x 10 <sup>-6</sup>	69,56	1970 x 10 <sup>-7</sup>	2355 x 10 <sup>-4</sup>
1,020	0,505	0,832	210 x 10 <sup>-6</sup>	68,93	2143 x 10 <sup>-7</sup>	2578 x 10 <sup>-4</sup>
1,084	0,520	0,827	215 x 10 <sup>-6</sup>	68,30	2331 x 10 <sup>-7</sup>	2820 x 10 <sup>-4</sup>



TAB.10.6d - FLEXÃO SIMPLES DE SEÇÃO RETANGULAR - ESTADIO II  
TENSÕES QUAISQUER

$\beta_y = \frac{n}{m}$	$\beta_x = \frac{x}{d}$	$\beta_z = \frac{z}{d} = 1 - \frac{\beta_x}{3}$	$k_{aliv} = \frac{M}{bd^2 f_{aliv,t}}$	$k_d = \sqrt{\frac{1}{k_{aliv}}}$	$R k_s = \frac{n M}{bd^2 \sigma_{st}}$	$R = \frac{n A_s}{bd}$
1,184	0,536	0,821	$220 \times 10^{-6}$	67,35	$2538 \times 10^{-7}$	$3030 \times 10^{-4}$
1,229	0,551	0,816	$225 \times 10^{-6}$	66,72	$2785 \times 10^{-7}$	$3587 \times 10^{-4}$
1,310	0,567	0,810	$230 \times 10^{-6}$	65,77	$3015 \times 10^{-7}$	$3718 \times 10^{-4}$

$n = \frac{E_s}{E_{aliv}}$

$m = \frac{\sigma_{st}}{f_{aliv,t}}$

$E_s$  - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO AÇO (MPa)

$E_{aliv}$  - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DA ALVENARIA (MPa)

$\sigma_{st}$  - TENSÃO NORMAL DE TRACÃO NA ARMADURA (MPa)

$f_{aliv,t}$  - TENSÃO DE COMPRESSÃO NA FLEXÃO (MPa)

M - MOMENTO FLETOR (KN x m)

b - LARGURA DA PEÇA (cm)

d - ALTURA ÚTIL DA PEÇA (cm)

TAB.10.7a. ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA  $A_s$  ( $\text{cm}^2$ )

BITOLA		MASSA LINEAR (kg/m)	NÚMERO DE BARRAS OU FIOS									
Nominal (mm)	Aprox. (Pol.)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,2	1/8	0,063	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
4	5/32	0,10	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13	1,25
5	3/16	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	1/4	0,25	0,32	0,63	0,95	1,26	1,58	1,89	2,21	2,52	2,84	3,15
8	5/16	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10	3/8	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
12,5	1/2	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16	5/8	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20	3/4	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
22,2	7/8	3,06	3,88	7,76	11,64	15,52	19,40	23,28	27,16	31,04	34,92	38,80
25	1	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32	1 1/4	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40	1 1/2	10,00	12,50	25,00	37,00	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

TAB.10.7b. ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA  $A_s$  ( $\text{cm}^2$ )

BITOLA NOMINAL (mm)	MASSA LINEAR ( $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ )	NÚMERO DE FIOS									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,4	0,071	0,09	0,18	0,27	0,36	0,45	0,54	0,64	0,73	0,82	0,91
4,2	0,109	0,14	0,28	0,42	0,55	0,69	0,83	0,97	1,11	1,25	1,39
4,6	0,130	0,17	0,33	0,50	0,66	0,83	1,00	1,16	1,33	1,50	1,66
6,0	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
6,4	0,253	0,32	0,64	0,97	1,29	1,61	1,93	2,25	2,57	2,90	3,22
7,0	0,302	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85

## 11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [ 1 ] SABATINI, F.H. Considerações Sobre a Alvenaria Estrutural. São Paulo, FDTE/EPUSP /IPT, s.d.
- [ 2 ] SCHNEIDER, R.R. & DICKEY, W.L. Reinforced Masonry Desing. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1980. 619 p.
- [ 3 ] RODRIGUES, P.P.F. Alvenaria Armada de Blocos de Concreto: Prática Recomendada. São Paulo, ABCP, 1985.
- [ 4 ] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Blocos Vazados de Concreto Simples Para Alvenaria Estrutural - NBR - 6136. São Paulo, ABNT, 1980.
- [ 5 ] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, ASTM, 1983.
- [ 6 ] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução e Controle de Obras em Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto - NBR 8798. São Paulo, ABNT, 1985.
- [ 7 ] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado Para Concreto: Especificação - NBR 7211. São Paulo, ABNT, 1983.

- [<sup>9</sup>] TANGO, C.E.S. Resistência do Prisma Cheio e do Prisma Oco de Alvenaria Estrutural: Influência das resistências dos Constituintes. São Paulo, IBRACON, 1977.
- [<sup>9</sup>] SABATINI, F.H. Argamassas de Assentamento para Paredes de Alvenaria Resistente. São Paulo, FDTE, s.d.
- [<sup>10</sup>] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS MASONRY. Uniform Building Code. Whittner, 1976.
- [<sup>11</sup>] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Specification for Concrete Masonry Construction - ACI 531.1-76, Revised 1983. Detroit, 1983.
- [<sup>12</sup>] SABATINI, F.H. Dimensionamento de Edifícios de Alvenaria Estrutural Não Armada. São Paulo, FDTE/EPUS, s.d. 39 p.
- [<sup>13</sup>] KURKDJIAN, J.K. Projeto das Paredes Estruturais em Alvenaria de Blocos de Concreto. São Paulo, IBRACON, 1977.
- [<sup>14</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios - NBR 6120. São Paulo, ABNT, 1980.

- [<sup>15</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.  
Forças Devidas ao Vento em Edificações -  
NBR 6123. São Paulo, ABNT, 1988.
- [<sup>16</sup>] DIN 1053 - Alvenaria: Cálculo e Execução.  
Trad. de H.J. Okorn. São Paulo, 1976.
- [<sup>17</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.  
Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos  
Vazados de Concreto - Projeto 2:003.04 -  
- 013. São Paulo, 1987
- [<sup>18</sup>] ANDRADE, J.R.L. Curso de Alvenaria Estru-  
tural. Disciplina SET - 156. São Car -  
los, EESC - USP, s.d. (Notas de aula).
- [<sup>19</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.  
Prismas de Blocos Vazados de Concreto -  
Simples para Alvenaria Estrutural: Prepa  
ro e Ensaio a Compressão NBR 2215.  
São Paulo, ABNT, 1983.
- [<sup>20</sup>] TAUIL, C.A. Alvenaria Armada. São Pau -  
lo, FDTE, 1983. 36 p.
- [<sup>21</sup>] REAGO INDÚSTRIA E COMÉRCIO. Blocos de Con-  
creto. São Paulo, s.d. 28 p. (catálo  
go técnico).

- [<sup>22</sup>] HAUI, R. Curso de Concreto Armado. Disciplina Concreto I. Piracicaba, EEP, s.d. (Notas de Aula).
- [<sup>23</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - NBR 6118. São Paulo, ABNT, sd.
- [<sup>24</sup>] TANGO, C.E.S. Controle de Qualidade de Elementos e Componentes. São Paulo, FDTE, s.d. 114 p.
- [<sup>25</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Bloco Vazado de Concreto Simples para Alvenaria com Função Estrutural: Método de Ensaio - NBR 7186. São Paulo, ABNT, 1982.
- [<sup>26</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ensaio de Cimento Portland - NBR 7215. São Paulo, ABNT, 1982. 20 p.
- [<sup>27</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação da Consistência do Concreto pelo Abatimento do Tronco de Cone: Ensaio de Abatimento - NBR 7223. São Paulo, ABNT, 1982. 6p.

[<sup>28</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

Moldagem e Cura de Corpos de Prova de -  
Concreto, Cilíndricos ou Prismáticos -  
NBR - 5738. São Paulo, ABNT, 1984.

[<sup>29</sup>] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

Barras e Fios de Aço Destinados a Armadu-  
ra para Concreto Armado - NBR - 7480.  
São Paulo, ABNT, 1985. 15 p.

## 12. BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

AMRHEIM, J.E. Reinforced Masonry Engineering - Hand-Book. Masonry Institute of America.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of Practice for Structural Use of Masonry - BS 5628. London, BSI, 1978.

CERÂMICA SELECTA. Alvenaria Estrutural Portante e Auto-Portante. 2ª Ed. São Paulo, 1988. (Catálogo Técnico).

GALLEGOS, H. Curso de Alvenaria Estrutural. Porto Alegre, UFRGS, 1986.

MORAES, M.C. Comportamento Estrutural da Alvenaria, Comportamento de Rigidez e Fundações - Apropriadas. São Paulo, IBRACON, 1977.

PINHEIRO, L.M. & GIONGO, S.S. Concreto Armado: Propriedades dos Materiais. São Carlos, - EESC - USP, 1986.

TANGO, C.E.S. & HELENE, P.R.L. Controle de Qualidade: Uma Proposta para a Normalização em Alvenaria Estrutural. São Paulo, IBRACON, 1977.



TAUIL, C.A. Diretrizes para Normalização e Normas. São Paulo, IBRACON, 1977.

THOMAZ, E. Alvenarias para Pequenas Construções: Alguns dados para Projeto e Execução (2ª Parte). A Construção, São Paulo, (2013): 29 - 34, set. 1986. (Encarte Tecnologia de Edificações, IPT/DLD 88).

SABATINI, F.H. A Capacidade Resistente da Alvenaria. São Paulo, FDTE. 41p.

TAUIL, C.A. Alvenaria Estrutural para Edifícios Altos. A Construção, São Paulo, (2138) : 27 - 28, jan. 1989 (Encarte Construções Industrializadas, ABCI).