

**ERCIO THOMAZ**

**TRINCAS EM EDIFÍCIOS: CAUSAS,  
PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica  
da USP para obtenção do título de Mestre  
em Engenharia.

CONSULTA  
FD-803

**SÃO PAULO  
1986**

D.A. 08.08.1986

ERCIO THOMAZ

Engenheiro Civil, Escola de Engenharia  
da Universidade Mackenzie, 1973

TRINCAS EM EDIFÍCIOS: CAUSAS,  
PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO

Dissertação apresentada à  
Escola Politécnica da Uni  
versidade de São Paulo pa  
ra obtenção de Título de  
Mestre em Engenharia

Orientador: Prof. Dr. Francisco Romeu Landi  
Professor Titular do Departamento  
de Engenharia de Construção Civil

São Paulo, 1985

Aos meus pais  
À Vilma  
À Karina  
Ao Julio Cezar

## AGRADEÇO

Ao professor Landi, pela orientação

Ao IPT, pela oportunidade

Aos colegas do IPT, pela colaboração

Ao colega que partiu mais cedo, pelo exemplo

À Marina Elisa, que datilografou, compôs, etc.

Ao Gilson Valeriotte, que ilustrou

À Maria Inez e ao Ioshimoto, que colaboraram de diferentes formas

À Marcinha, à Dēborah e ao Mauro que auxiliaram na revisão e mon  
tagem

Aos amigos, conhecidos ou não pessoalmente, que nos enviaram bi  
bliografia especializada

Aqueles que me incentivaram e me ajudaram a ser engenheiro, em es  
pecial ao meu irmão e ao meu tio Roberto

Aos bons professores que tive e tenho

Aos que acreditam.

## RESUMO

Abordam-se, de maneira geral, as várias causas de formação de fissuras nos edifícios: recalques de fundação, deflexões de componentes estruturais, movimentações higró-térmicas dos materiais e componentes dos edifícios, atuação de sobrecargas, retração de secagem de argamassas e concretos, e também alguma coisa sobre alterações químicas dos materiais de construção.

Tenta-se analisar os mecanismos de formação de fissuras, assim como fornecer alguns elementos indispensáveis para a sua previsão. Apresentam-se alguns detalhes visando a prevenção das fissuras e alguns métodos empregados na recuperação de componentes trincados.

## ABSTRACT

The various causes of cracking in buildings are presented, such as: foundation settlements, deflections of structural components, hygrothermal deformations of building materials and components, action of overloads, drying shrinkage of mortars and concretes, and also some short comments on chemical modifications of building materials.

An attempt is made in order to analyse the crack mechanisms as well as to provide some elements that are essential for their prediction. Some details aiming at the prevention of cracks and some methods applied in repairing cracked components are presented.

## SUMARIO

	PÁG.
DEDICATÓRIA .....	i
AGRADECIMENTOS .....	ii
RESUMO/ABSTRACT .....	iii
RELAÇÃO DE FIGURAS .....	iv
RELAÇÃO DE TABELAS .....	xvi
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Situação do problema .....	1
1.2 Origens das fissuras nos edifícios .....	2
1.3 Objetivos do trabalho .....	4
CAPÍTULO 2 - FISSURAS CAUSADAS POR MOVIMENTAÇÕES TÉRMICAS: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍPICAS	6
2.1 Mecanismos de formação das fissuras .....	6
2.2 Propriedades térmicas dos materiais de construção ....	8
2.3 Configurações típicas de trincas provocadas por movi mentaões térmicas .....	12
CAPÍTULO 3 - FISSURAS CAUSADAS POR MOVIMENTAÇÕES HIGROSCÓPI CAS: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍ PICAS .....	23
3.1 Mecanismos de formação das fissuras .....	23
3.2 Propriedades higroscópicas dos materiais de construção	24
3.3 Configurações típicas de trincas provocadas por movi mentaões higroscópicas .....	30

<b>CAPÍTULO 4 - FISSURAS CAUSADAS POR ATUAÇÃO DE SOBRECARGAS: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍPICAS</b>		<b>35</b>
4.1	Considerações sobre a fissuração de componentes de <u>con</u> <u>creto</u> armado submetidos à flexão .....	35
4.2	Configurações típicas de fissuras em componentes de concreto armado, devidas a sobrecargas .....	43
4.3	Considerações sobre a fissuração das alvenarias <u>subme</u> <u>tidas</u> à compressão axial .....	50
4.4	Configurações típicas de fissuras em alvenarias, <u>devi</u> <u>das</u> a sobrecargas .....	57
 <b>CAPÍTULO 5 - FISSURAS CAUSADAS POR DEFORMABILIDADE EXCESSI VA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: MECANIS MOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍPICAS</b> .....		<b>61</b>
5.1	Considerações sobre a deformabilidade de componentes submetidos à flexão .....	61
5.2	Previsão de flechas em componentes fletidos .....	64
5.3	Configurações típicas de trincas provocadas pela defle <u>xão</u> de vigas e lajes .....	70
 <b>CAPÍTULO 6 - FISSURAS CAUSADAS POR RECALQUES DE FUNDAÇÃO: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍPICAS</b>		<b>75</b>
6.1	Considerações sobre a deformabilidade dos solos e a <u>ri</u> <u>gidez</u> dos edifícios .....	75
6.2	Modelos para a estimativa de recalques .....	81
6.3	Configurações típicas de trincas causadas por <u>reca</u> <u>lques</u> de fundação .....	93
 <b>CAPÍTULO 7 - FISSURAS CAUSADAS PELA RETRAÇÃO DE PRODUTOS À BASE DE CIMENTO: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CON FIGURAÇÕES TÍPICAS</b> .....		<b>99</b>

## RELACAO DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA 1 - Propagação das tensões numa laje de cobertura com bordos vinculados devido a efeitos <u>térmi</u> <u>cos</u> .....	13
FIGURA 2 - Movimentações que ocorrem numa laje de cobertu <u>ra</u> , sob ação da elevação da temperatura .....	13
FIGURA 3 - Trinca típica presente no topo da <u>parede</u> para <u>lela</u> ao comprimento da laje; nuances <u>evidentes</u> de cisalhamento .....	14
FIGURA 4 - Trinca típica presente no topo da <u>parede</u> para <u>lela</u> à largura da laje; a trinca <u>normalmente</u> apresenta-se com traçado bem definido, <u>realçan</u> <u>do</u> o efeito dos esforços de tração .....	14
FIGURA 5 - Trincas de cisalhamento provocadas por <u>expan</u> <u>são</u> <u>térmica</u> da laje de cobertura .....	15
FIGURA 6 - Pilar fissurado devido à movimentação <u>térmica</u> das vigas de concreto armado .....	16
FIGURA 7 - Destacamento entre alvenaria e <u>estrutura</u> , pro <u>vocado</u> por movimentações <u>térmicas</u> <u>diferencia</u> <u>das</u> .....	16
FIGURA 8 - Trincas de cisalhamento nas alvenarias, provo <u> cadas</u> por movimentação <u>térmica</u> da <u>estrutura</u> ..	17
FIGURA 9 - Trincas verticais causadas por movimentações <u>térmicas</u> : a) <u>destacamento</u> entre alvenaria e <u>pi</u> <u>lar</u> , b) trinca <u>no</u> corpo da alvenaria .....	17



7.1	Mecanismos da retração .....	99
7.2	Mecanismos de formação e configurações de fissuras provocadas por retração .....	106
CAPÍTULO 8 - FISSURAS CAUSADAS POR ALTERAÇÕES QUÍMICAS DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍPICAS .....		116
8.1	Hidratação retardada de cales .....	116
8.2	Ataque por sulfatos .....	117
8.3	Corrosão de armaduras .....	119
CAPÍTULO 9 - PREVENÇÃO DE FISSURAS NOS EDIFÍCIOS .....		122
9.1	Fundações .....	123
9.2	Estruturas de concreto armado .....	128
9.3	Ligações entre estrutura e paredes de vedação .....	135
9.4	Alvenarias .....	139
9.5	Lajes de cobertura .....	146
9.6	Revestimentos rígidos de parede .....	149
9.7	Pisos cerâmicos .....	151
9.8	Forros de gesso .....	154
9.9	Caixilhos e envidraçamentos .....	155
CAPÍTULO 10 - DIAGNÓSTICO DAS TRINCAS .....		157
CAPÍTULO 11 - RECUPERAÇÃO DE COMPONENTES TRINCADOS .....		162
11.1	Recuperação ou reforço de componentes de concreto armado .....	163
11.2	Recuperação ou reforço de paredes em alvenaria .....	170
11.3	Recuperação de revestimentos rígidos .....	178
CAPÍTULO 12 - CONSIDERAÇÕES FINAIS .....		180
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....		183

- FIGURA 10 - Trinca vertical: a resistência à tração dos componentes de alvenaria é superior à resistência à tração da argamassa ..... 18
- FIGURA 11 - Trinca vertical: a resistência à tração dos componentes de alvenaria é igual ou inferior à resistência da argamassa ..... 18
- FIGURA 12 - Fissuras regularmente espaçadas em piso externo, devidas a movimentações térmicas do piso ..... 20
- FIGURA 13 - Destacamento do revestimento do piso, sob ação de sua dilatação térmica ..... 20
- FIGURA 14 - Fissuras provocadas por movimentações térmicas em forro constituído por laje mista ..... 21
- FIGURA 15 - Trinca presente na placa de vidro, proveniente do gradiente de temperaturas causado pelo sombreamento ..... 22
- FIGURA 16 - Movimentações reversíveis e irreversíveis para um concreto, devidas à variação do seu teor de umidade ..... 26
- FIGURA 17 - Trincas horizontais na alvenaria provenientes da expansão dos tijolos: o painel é solicitado à compressão na direção horizontal ..... 30
- FIGURA 18 - Trincas nas peças estruturais: a expansão da alvenaria solicita o concreto à tração ..... 30

FIGURA 19 - A expansão dos tijolos por absorção de umidade provoca o fissuramento vertical da alvenaria, no canto do edifício .....	31
FIGURA 20 - Trinca vertical no terço médio da parede, causada por movimentações higroscópicas de tijolos de solo-cimento .....	31
FIGURA 21 - Destacamento entre argamassa e componentes de alvenaria .....	32
FIGURA 22 - Trinca horizontal na base da alvenaria por efeito da umidade do solo .....	33
FIGURA 23 - Destacamento da argamassa no topo do muro, causado pela absorção de umidade .....	33
FIGURA 24 - Fissuração de placas de gesso, em forro rigidamente encunhado nas paredes .....	34
FIGURA 25 - Viga isostática submetida à flexão ----- arco de compressão ———— isostáticas de tração .....	43
FIGURA 26 - Fissuração típica em viga sub-armada solicitada à flexão .....	44
FIGURA 27 - Trincas de cisalhamento em viga solicitada à flexão .....	44
FIGURA 28 - Ramificação das fissuras devida à presença da armadura de tração .....	45
FIGURA 29 - Trincas de compressão em viga super-armada solicitada à flexão .....	45

FIGURA 30 - Fissuras provocadas por torção	
—— face anterior	
----- face posterior .....	46
FIGURA 31 - Fissuramento típico de lajes simplesmente apoiadas .....	47
FIGURA 32 - Trincas na face superior da laje devidas à ausência de armadura negativa .....	47
FIGURA 33 - Trincas inclinadas devidas à torção da laje...	48
FIGURA 34 - Fissuras verticais no pilar indicando insuficiência de estribos .....	49
FIGURA 35 - Trincas horizontais no pilar indicando flexo-compressão ou flambagem .....	49
FIGURA 36 - Fissuras inclinadas na cabeça do pilar provocadas por concentração de tensões .....	50
FIGURA 37 - Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência à compressão da argamassa.	52
FIGURA 38 - Fatores de majoração das tensões ao longo de janela presente numa parede (relação entre comprimento e largura da parede = 1; relação entre comprimento da parede e comprimento da janela = 2,9) .....	55
FIGURA 39 - Fatores de majoração das tensões ao longo de janela numa parede (relação entre comprimento e largura da parede = 2; relação entre comprimento da parede e comprimento da janela = 2,8)	56

FIGURA 40 - Fatores de majoração das tensões ao longo de uma porta (relação entre comprimento e largura da parede = 1; porta no centro da parede).	56
FIGURA 41 - Fatores de majoração das tensões ao longo de uma porta (relação entre comprimento e largura da parede = 1; porta deslocada em relação ao centro da parede) .....	57
FIGURA 42 - Trincas verticais na alvenaria provenientes de sobrecarga .....	57
FIGURA 43 - Trincas horizontais na alvenaria provenientes de sobrecarga .....	58
FIGURA 44 - Ruptura localizada da alvenaria sob o ponto de aplicação da carga .....	58
FIGURA 45 - Trincas inclinadas na alvenaria, a partir do ponto onde atua a carga concentrada .....	59
FIGURA 46 - Fissuração teórica na envoltória de abertura sob ação de sobrecargas .....	59
FIGURA 47 - Fissuração típica (real) nos cantos das aberturas, sob atuação de sobrecargas .....	60
FIGURA 48 - Relação entre deformação lenta e deformação elástica para concretos de diferentes dosagens.	60
FIGURA 49 - Influência da umidade relativa do ar na deformação lenta do concreto .....	63
FIGURA 50 - Influência da idade de colocação em serviço da estrutura na deformação lenta do concreto.	63

FIGURA 51 - Flecha final numa viga fletida, considerando a fissuração e a deformação lenta do concreto..	68
FIGURA 52 - Trincas em parede de vedação: deflexão do <u>su</u> porte maior que a deflexão da viga superior..	70
FIGURA 53 - Trincas em parede de vedação: deflexão do <u>su</u> porte inferior <u>ã</u> deflexão da viga superior...	71
FIGURA 54 - Trincas em parede de vedação: deflexão do <u>su</u> porte idêntica <u>ã</u> deflexão da viga superior...	72
FIGURA 55 - Trincas em parede com aberturas, causadas <u>pe</u> la deflexão dos componentes estruturais.....	72
FIGURA 56 - Cisalhamento entre painéis pré-fabricados, <u>pro</u> vocado pela deflexão dos componentes <u>estrutu</u> rais .....	73
FIGURA 57 - Trincas na alvenaria, provocadas por deflexão da região em balanço da viga .....	73
FIGURA 58 - Trinca horizontal na base da parede provocada pela deflexão excessiva da laje .....	74
FIGURA 59 - Destacamento de piso cerâmico devido <u>ã</u> <u>exces</u> siva deflexão da laje .....	74
FIGURA 60 - Gráficos teóricos pressão x recalque de <u>sapa</u> tas apoiadas em argilas e areias .....	77
FIGURA 61 - Atrito negativo em estacas, pelo <u>amolga</u> mento da camada de argila mole .....	79

FIGURA 62 - Variação dos recalques absolutos e diferenciados, em edifícios assentados sobre argilas .....	81
FIGURA 63 - Correção do recalque elástico $\Delta H$ em função da cota de assentamento e da largura da sapata .....	69
FIGURA 64 - Fator de deformação $I_z$ em função da profundidade do bulbo de pressões .....	84
FIGURA 65 - Recalque de solo compressível em camada profunda .....	86
FIGURA 66 - Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados: o trecho mais carregado apresenta maior recalque, originando-se trincas de cisalhamento no painel...	94
FIGURA 67 - Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados: sob as aberturas surgem trincas de flexão .....	94
FIGURA 68 - Recalque diferenciado, por consolidações distintas do atêrro carregado .....	95
FIGURA 69 - Fundações assentadas sobre seções de corte e aterro; trincas de cisalhamento nas alvenarias .....	95
FIGURA 70 - Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior...	95

FIGURA 71 - Recalque diferenciado, por falta de homogeneidade do solo .....	96
FIGURA 72 Recalque diferenciado, por rebaixamento do lençol freático; foi cortado o terreno à esquerda do edifício .....	96
FIGURA 73 - Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: recalques diferenciados entre os sistemas, com a presença de trincas de cisalhamento no corpo da obra .....	97
FIGURA 74 - Recalques diferenciados entre pilares: surgem trincas de cisalhamento, inclinadas na direção do pilar que sofreu maior recalque...	97
FIGURA 75 - Trinca provocada por recalque advindo da contração do solo, devido à retirada de água por vegetação próxima .....	98
FIGURA 76 - Retração do concreto em função do consumo de cimento e da relação água/cimento .....	101
FIGURA 77 - Retração de concretos em função da umidade relativa do ar .....	102
FIGURA 78 - Fissuras horizontais nos pilares, devidas à retração do concreto das vigas superiores..	106
FIGURA 79 - Fissuras de retração numa viga de concreto armado .....	107
FIGURA 80 - Fissura de tração desenvolvida na extremidade de uma viga, pelo arqueamento da alvenaria...	107



FIGURA 80 - Fissura de tração desenvolvida na extremidade de uma viga, pelo arqueamento da alvenaria .....	107
FIGURA 81 - Fissuras em parede externa, promovidas pela retração da laje de cobertura .....	108
FIGURA 82 - Fissuras em parede externa, causadas pela retração de lajes intermediárias .....	109
FIGURA 83 - Destacamento provocado pelo encunhamento precoce da alvenaria .....	109
FIGURA 84 - Retração de paredes e blocos de concreto, em função da idade e da vinculação .....	110
FIGURA 85 - Retração de blocos de concreto assentados com diferentes tipos de argamassa .....	111
FIGURA 86 - Fissura de retração na alvenaria, em seção enfraquecida pela presença de tubulações....	112
FIGURA 87 - Fissura de retração em parede monolítica de concreto, na seção enfraquecida pela presença do vão de janela .....	113
FIGURA 88 - Fissuração da argamassa de revestimento provocada por sua retração .....	114
FIGURA 89 - Gretagem de azulejos provocada pela retração da argamassa de assentamento .....	115
FIGURA 90 - Fissuras horizontais no revestimento provocadas pela expansão da argamassa de assentamento .....	117

FIGURA 91 - Fissuras na argamassa de revestimento provenientes do ataque por sulfatos .....	118
FIGURA 92 - Trincas e lascamentos em pilar, em função da expansão do concreto provocada pela ação de sulfatos .....	119
FIGURA 93 - Trincas e lascamentos no concreto provocados pela corrosão da armadura .....	121
FIGURA 94 - Juntas na estrutura para evitar-se a ocorrência de danos por recalques diferenciados das fundações .....	127
FIGURA 95 - Distorções angulares num edifício com estrutura reticulada .....	130
FIGURA 96 - Montagem recomendada para as paredes de vedação .....	136
FIGURA 97 - Junta de dessolidarização entre a parede e a estrutura, com o emprego de material deformável .....	137
FIGURA 98 - Acabamento de juntas com selante flexível...	137
FIGURA 99 - Juntas de acomodação entre paredes e pilares	139
FIGURA 100 - Frisamento de juntas em alvenarias aparentes de fachadas .....	143
FIGURA 101 - Juntas provisórias em lajes muito extensas: absorção da retração com possibilidade de retificação das barras .....	147

FIGURA 102 - Junta deslizante entre laje de cobertura e alvenaria estrutural .....	148
FIGURA 103 - Seccionamento das paredes do último pavimento, empregando-se portas com bandeira .....	149
FIGURA 104 - Junta de dessolidarização entre piso cerâmico e parede .....	152
FIGURA 105 - Camada de separação entre piso cerâmico e laje de concreto armado .....	153
FIGURA 106 - Juntas de movimentação em piso cerâmico....	154
FIGURA 107 - Folga entre forro de gesso e parede lateral	155
FIGURA 108 - Junta de movimentação entre estrutura e calharia, com ganchos chatos de metal .....	156
FIGURA 109 - Testemunhas com traços de referência .....	160
FIGURA 110 - Fissura instrumentada com bases de aço para leitura dos deslocamentos relativos .....	161
FIGURA 111 - Reforço de viga mediante colagem de canto neira de aço .....	166
FIGURA 112 - Reforço de viga com concreto e armaduras <u>su</u> plementares .....	167
FIGURA 113 - Reforço de pilar com concreto e armaduras <u>su</u> plementares .....	168

FIGURA 114 - Recuperação de destacamento pilar/parede com tela de estuque .....	170
FIGURA 115 - Recuperação de fissura em alvenaria com o emprego de bandagem de dessolidarização parede/revestimento .....	171
FIGURA 116 - Recuperação de fissuras ativas com selante flexível .....	173
FIGURA 117 - Recuperação de parede, em seção enfraquecida, com o emprego de tela metálica .....	174
FIGURA 118 - Recuperação de fissura em alvenaria aparente, com o emprego de armaduras defasadas....	175
FIGURA 119 - Desvinculação entre a parede fissurada e o componente estrutural superior .....	176
FIGURA 120 - Reforço de alvenaria portante com tirante de aço .....	177

## RELACAO DE TABELAS

	Pág.
TABELA 1 - Temperaturas de serviço, em função da posição, da cor e da natureza do componente .....	10
TABELA 2 - Estimativa da temperatura superficial de lajes e paredes expostas à radiação, em °F .....	11
TABELA 3 - Umidade higroscópica de equilíbrio para alguns materiais de construção .....	25
TABELA 4 - Contração de argamassas e concretos em função do teor de umidade: dados do Building Research Station .....	27
TABELA 5 - Propriedades higro-térmicas de alguns materiais de construção - BRE .....	28
TABELA 6 - Coeficiente de forma e rigidez $C_d$ para sapatas .....	83
TABELA 7 - Atrito lateral em tubulações concretadas em argilas .....	89
TABELA 8 - Módulo de deformação e coeficiente de Poisson para diferentes solos .....	90
TABELA 9 - Módulo de deformação do solo, em função de SPT ou $R_p$ .....	91
TABELA 10 - Danos causados aos edifícios pela ocorrência de recalques diferenciados das fundações .....	124

TABELA 11 - Recalques admitidos pelo Código de Construções da URSS .....	125
TABELA 12 - Recalques admitidos pelo Centre Scientifique et Technique de la Construction .....	126
TABELA 13 - Flechas máximas admitidas pelo CSTC, após a instalação do componente .....	132
TABELA 14 - Limites de h/L para vigas de concreto armado .....	134
TABELA 15 - Limites de h/L para lajes maciças de concreto armado.....	134
TABELA 16 - Limites de h/L para lajes maciças de concreto armado tipo cogumelo .....	135
TABELA 17 - Argamassas recomendadas pela norma americana ASTM C-91 .....	142
TABELA 18 - Comprimento máximo de parede ou distância máxima entre juntas de controle, em alvenarias com juntas de amarração .....	144
TABELA 19 - Distância máxima entre juntas de controle em alvenarias .....	145
TABELA 20 - Distâncias máximas entre juntas de movimentação em pisos cerâmicos .....	153

# CAPITULO 1

## INTRODUCAO

### 1.1 SITUAÇÃO DO PROBLEMA

Dentre os inúmeros problemas patológicos que afetam os edifícios, sejam eles residenciais, comerciais ou institucionais, particularmente importante é o problema das trincas, devido a três aspectos fundamentais: o aviso de um eventual estado perigoso para a estrutura, o comprometimento do desempenho da obra em serviço (estanqueidade à água, durabilidade, isolamento acústica, etc.), e o constrangimento psicológico que a fissuração do edifício exerce sobre seus usuários.

As técnicas de projeto, cálculo e execução de edifícios evoluíram no sentido de torná-los cada vez mais leves, com componentes estruturais mais esbeltos, menos contraventados.

As conjunturas sócio-econômicas de países em desenvolvimento, como o Brasil, fizeram com que as obras fossem sendo conduzidas com velocidades cada vez maiores, com poucos rigores nos controles dos materiais e dos serviços; tais conjunturas criaram ainda condições para que os trabalhadores mais qualificados da construção civil fossem paulatinamente se transferindo para setores industriais mais nobres, com melhor remuneração da mão de obra.

Tais fatos, aliados a quadros mais complexos de formação profissional, políticas habitacionais e sistemas de financiamento, vêm provocando a queda gradativa da qualidade das nossas construções, até o ponto de encontrarem-se edifícios que, nem tendo sido ocupados, já se encontram virtualmente condenados. Para solução de tais problemas, a experiência revela que as obras de restauração ou reforço são difíceis, onerosas e demoradas; e o que é mais grave...nem sempre solucionam o problema de forma definitiva; os encargos decorrentes dessas reformas desnecessárias representam também um grande ônus para a economia dos países pobres, onde, via

de regra, há enorme carência de habitações, de materiais de construção, de mão de obra especializada e de recursos de uma forma geral.

Para o engenheiro Pfeffermann, consultor do Centre Scientifique et Technique de la Construction e autor de diversos trabalhos sobre o assunto (1, 2, 3, 4), "as trincas podem não constituir um defeito na medida em que são a expressão, às vezes pode ser doloroso dizer-se, de uma nova era da construção; mas serão, se cruzarmos os braços sem nos esforçarmos para encontrar uma solução". No caso brasileiro, parece recomendável a busca dessa solução, pela classe dos engenheiros e arquitetos, pelos poderes constituídos e pela Sociedade como um todo, no sentido do aproveitamento otimizado dos nossos poucos recursos e da não transferência aos usuários dos edifícios de problemas crônicos que repercutirão em elevados custos de manutenção; caso contrário, continuará a Sociedade brasileira malbaratando esses poucos recursos, construindo obras cada vez com pior padrão de qualidade e, em contrapartida, contribuindo para a formação dos maiores especialistas do mundo em patologia das construções.

## 1.2 ORIGENS DAS FISSURAS NOS EDIFÍCIOS

"Aos olhos do leigo em construção, a fissura constitui um defeito cujo responsável é o arquiteto, o engenheiro, o empreiteiro ou o fabricante do material. Entretanto... desde as origens da construção, as fissuras sempre existiram, pois elas são conseqüências de fenômenos naturais". Essa afirmação do arquiteto francês Charles Rambert, citado por Pfeffermann<sup>(1)</sup>, parece querer explicar, de maneira relativamente singela, a origem do defeito; ao considerar-se entretanto que os ditos fenômenos naturais são dados irrefutáveis do problema, a antítese parece ser mais verdadeira.

As trincas podem começar a surgir, de forma congênita, logo no projeto arquitetônico da construção; os profissionais ligados ao assunto devem conscientizar-se de que muito pode ser feito para minimizar-se o problema, pelo simples fato de reconhecer-se que as movimentações dos materiais e componentes das edificações civis são



inevitáveis. Deve-se, sem dúvida, dar importância à estética e à beleza da obra; não se deve esquecer, contudo, que projetar é tam bem levar em conta alguns outros aspectos tais como funcionalidade, conforto, segurança, higiene, viabilidade de execução e tam bem...propriedades intrínsecas dos materiais de construção a se rem empregados.

Do ponto de vista físico, um edifício nada mais é do que a interligação racional entre diversos materiais e componentes; é muito co mum especificarem-se nos projetos componentes "bons e resistentes", não se dando maior cuidado aos elementos de ligação e esque cendo-se, frequentemente, de que um sistema de juntas às vezes é indispensável para que os componentes apresentem o desempenho pre sumido. Segundo Baker<sup>(5)</sup>, é uma falácia muito comum referir-se a materiais de construção como bons ou ruins, duráveis ou não durá veis e resistentes ou não resistentes, como se essas fossem pro priedades inerentes dos materiais; na realidade, esses termos são muito relativos: a durabilidade do material está diretamente rela cionada às condições de exposição. Por outro lado, não existe ne nhum material infinitamente resistente; todos eles irão trincar-se ou romper-se sob ação de um determinado nível de carregamento, nível este que não deverá ser atingido no caso de não se desejar na edificação componentes trincados ou rompidos.

Incompatibilidades entre projetos de arquitetura, estrutura e fun dações, normalmente conduzem a tensões que sobrepujam a resistên cia dos materiais em seções particularmente desfavoráveis, originando problemas de fissuras; no Brasil é ainda muito comum a fal ta de diálogo entre os autores dos três projetos mencionados e os fabricantes dos materiais e componentes da construção, projetando-se fun dações, sem levar-se em conta se a estrutura é rígida ou flexível, calculando-se estruturas sem considerarem-se os siste mas de vinculação e as propriedades elásticas dos componentes de vedação, projetando-se veda ções e sistemas de piso sem a conside ração da ocorrência de recalques diferenciados e das acomodações da estrutura.

Partindo-se muitas vezes de projetos incompatíveis ou mal detalhados, considerando-se ainda a interferência de todos os projetos

das instalações, as falhas de planejamento, a carência de especificação, a ausência de mão de obra bem treinada, a deficiência de fiscalização e, muitas vezes, as imposições políticas de prazos e preços, chega-se finalmente à execução da obra, onde uma série de improvisações e malabarismos deverão ser adotados para tentar-se produzir um edifício de boa qualidade. Nesse quadro, pintado é certo com cores por demais pessimistas, as ocorrências de fissuras, destacamentos, infiltrações de água e outros males, parecem ser fenômenos perfeitamente naturais, talvez mais naturais do que aqueles a que se referiu Rambert.

No Brasil, com exceção de alguns levantamentos preliminares efetuados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo<sup>(6)</sup> em conjuntos habitacionais construídos no interior desse Estado, não se tem notícia da compilação de dados sobre as origens dos problemas patológicos nos edifícios e sobre suas formas mais típicas de manifestação. Na Bélgica, segundo pesquisa desenvolvida pelo Centre Scientifique et Technique de la Construction<sup>(7)</sup>, com base na análise de 1.800 problemas patológicos, chegou-se à conclusão de que a maioria dos problemas originava-se em falhas de projeto (46%), seguindo-se falhas de execução (22%) e qualidade deficiente dos materiais de construção empregados (15%); no tocante às fissuras, que em ordem de importância perdiam apenas para os problemas de umidade, concluiu-se que as causas mais importantes eram a deformabilidade das estruturas e as movimentações térmicas, seguindo-se os recalques diferenciados de fundações e as movimentações higroscópicas.

### 1.3 OBJETIVOS DO TRABALHO

Pretende-se com o atual trabalho indicar as configurações mais típicas de trincas, os principais fatores que as acarretam, os mecanismos pelas quais se desenvolvem; focar-se-ão também algumas medidas preventivas e alguns sistemas para recuperação de componentes trincados. Obviamente que não há espaço nem muito menos capacidade para produzir-se o "grande manual da construção", com todas as leis do conhecimento; espera-se entretanto, com uma colabo

ração técnica bastante modesta, chamar para o problema a atenção dos profissionais envolvidos com a construção e, na medida do possível, desmistificar-se um pouco os conceitos relativamente fatalistas estabelecidos sobre o tema.

Toda ênfase do trabalho será dada aos mecanismos de formação das fissuras, elemento cuja compreensão é substantiva para orientar decisões concernentes à recuperação de componentes trincados ou à adoção de medidas preventivas no projeto arquitetônico e no cálculo estrutural do edifício. Com esse enfoque, e levando-se em conta que as fissuras são provocadas por tensões oriundas de atuação de sobrecargas ou de movimentações dos materiais, dos componentes ou da obra como um todo, serão analisados os seguintes fenômenos:

- movimentações provocadas por variações térmicas;
- movimentações provocadas por variações de umidade;
- atuação de sobrecargas ou concentração de tensões;
- deformabilidade excessiva das estruturas;
- recalques diferenciados das fundações;
- retração de produtos à base de ligantes hidráulicos;
- alterações químicas de materiais de construção.

Por não se coadunarem com o escopo do trabalho, não serão consideradas fissuras provenientes da má utilização do edifício, de falhas na sua manutenção ou de acidentes originados pelos mais diversos fatores, tais como incêndios, explosões ou impactos de veículos; não serão abordados ainda temas muito específicos, como vibrações, transmitidas pelo ar ou pelo solo, solicitações cíclicas e degradações sofridas pelos materiais e componentes em função do seu envelhecimento natural.

## CAPITULO 2

### FISSURAS CAUSADAS POR MOVIMENTACOES TERMICAS: MECANISMOS DE FORMACAO E CONFIGURACOES TIPICAS

#### 2.1 MECANISMOS DE FORMAÇÃO DAS FISSURAS

Os elementos e componentes de uma construção estão sujeitos a variações de temperatura, sazonais e diárias. Estas variações de temperatura repercutem numa variação dimensional dos materiais de construção (dilatação ou contração); os movimentos de dilatação e contração são restringidos pelos diversos vínculos que envolvem os elementos e componentes, desenvolvendo-se nos materiais, por este motivo, tensões que poderão provocar o aparecimento de fissuras.

As movimentações térmicas de um material estão relacionadas com as propriedades físicas do mesmo e com a intensidade da variação da temperatura; a magnitude das tensões desenvolvidas é função da intensidade da movimentação, do grau de restrição imposta pelos vínculos a esta movimentação e das propriedades elásticas do material.

As trincas de origem térmica podem também surgir por movimentações diferenciadas entre componentes de um elemento, entre elementos de um sistema e entre regiões distintas de um mesmo material. As principais movimentações diferenciadas<sup>(8)</sup> ocorrem em função de:

- junção de materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, sujeitos às mesmas variações de temperatura (por exemplo, movimentações diferenciadas entre argamassa de assentamento e componentes de alvenaria);
- exposição de elementos a diferentes solicitações térmicas naturais (por exemplo, cobertura em relação às paredes de uma edificação);

- gradiente de temperaturas ao longo de um mesmo componente (por exemplo, gradiente entre a face exposta e a face protegida de uma laje de cobertura).

No caso das movimentações térmicas diferenciadas é importante considerar-se não só a amplitude da movimentação, como também a rapidez com que esta ocorre. Isto porque, se a movimentação for gradual e lenta, muitas vezes um material que apresenta menor resposta ou que é menos solicitado às variações da temperatura, pode absorver movimentações mais intensas de um material ou componente a ele justaposto; o mesmo pode não ocorrer se a movimentação for brusca.

Por outro lado, alguns materiais também podem sofrer fadiga pela ação de ciclos alternados de carregamento-descarregamento ou por solicitações alternadas de tração-compressão. Pode-se equacionar o fenômeno da fadiga através de métodos muito sofisticados de cálculo dinâmico, devendo-se considerar, nesse caso, a frequência e a amplitude das tensões solicitantes; pela singularidade e complexidade do problema, como já foi mencionado anteriormente, não consideraremos o fenômeno da fadiga no presente estudo.

As tensões altas advindas de mudanças bruscas de temperatura podem ser também relevantes para os materiais que se degradam sob efeito de choques térmicos; de acordo com James McCaviley<sup>(9)</sup> a expressão "choque térmico" descreve uma situação em que um componente é submetido a uma variação de temperatura de 100°F, em poucas horas. Segundo Marin<sup>(10)</sup>, os materiais que mais resistem aos choques térmicos são aqueles que apresentam boa condutibilidade térmica, baixo coeficiente de dilatação térmica linear, baixo módulo de deformação e elevada resistência a esforços de tração; considerando-se esses parâmetros, a resistência ao choque térmico é equacionada por:

$$R = (f) \frac{\lambda \cdot f_{ct}}{E \cdot \alpha} \quad (1)$$

onde:  $\lambda$  = coeficiente de condutibilidade térmica  
 $f_{ct}$  = resistência característica à tração  
 $E$  = módulo de deformação longitudinal  
 $\alpha$  = coeficiente de dilatação térmica linear

## 2.2 PROPRIEDADES TÉRMICAS DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Todos os materiais empregados nas construções estão sujeitos a dilatações, com o aumento de temperatura, e a contrações com a sua diminuição<sup>(8)</sup>; a intensidade desta variação dimensional, para uma dada variação de temperatura, varia de material para material, podendo-se considerar, salvo algumas exceções, que as movimentações térmicas dos materiais de construção são praticamente as mesmas em todas as direções. Na Tabela 5, apresentada no capítulo seguinte, estão indicados os coeficientes de dilatação térmica linear dos materiais de construção de maior uso.

Considerando-se o caso mais comum das edificações residenciais, a principal fonte de calor que atua sobre seus componentes é o sol. A amplitude e a taxa de variação da temperatura de um componente exposto à radiação solar irá depender da atuação combinada dos seguintes fatores:

- a) intensidade da radiação solar (direta e difusa);
- b) absorvância da superfície do componente à radiação solar: quando um componente é exposto à radiação solar, a energia absorvida faz com que sua temperatura superficial seja superior à temperatura do ar ambiente. A absorvância depende basicamente da cor da superfície; as superfícies de cores escuras apresentam maiores coeficientes de absorção da radiação solar e portanto, nas mesmas condições de insolação, atingem temperaturas mais elevadas que as superfícies de cores claras;
- e) emitância da superfície do componente: este fator é particular

mente importante no caso das coberturas; estas re-irradiam grande parte da radiação solar absorvida para o céu e para as superfícies que se encontram nas proximidades. Esta re-irradiação, que ocorre à temperatura ambiente, é composta predominantemente por raios infra-vermelhos de ondas longas, fora da faixa espectral visível; ela pode ser detectada, contudo, por seu efeito "resfriativo", observado principalmente nas coberturas. Assim é que durante as noites, principalmente nas de céu claro, as temperaturas superficiais das coberturas tornam-se inferiores às temperaturas do ar ambiente, ocorrendo a condensação de vapor d'água na superfície das mesmas;

- d) condutância térmica superficial: as trocas de calor entre a superfície exposta de um componente da construção e o ar ambiente dependem não só da diferença verificada entre as temperaturas dos mesmos, como também de outras condições (rugosidade da superfície, velocidade do ar, posição geográfica do edifício, orientação da superfície, etc.). A influência conjunta desses fatores pode ser traduzida pelo coeficiente de condutância térmica superficial;
- e) diversas outras propriedades térmicas dos materiais de construção: calor específico, massa específica aparente e coeficiente de condutibilidade térmica.

Para quantificarem-se as movimentações sofridas por um componente, além de suas propriedades físicas, deve-se conhecer o ciclo de temperatura a que esteve sujeito. Muitas vezes é suficiente determinarem-se os níveis extremos de temperatura deste ciclo; em alguns casos é necessário determinar-se também a velocidade de ocorrência das mudanças térmicas, como no caso de alguns selantes que possuem pouca capacidade de acomodação a movimentos bruscos. Segundo indicações do Building Research Establishment<sup>(11)</sup>, as amplitudes de variação das temperaturas dos componentes das edificações podem ser bastante acentuadas, variando em função de sua posição no edifício, de sua cor e da natureza do material que os

constitui; tais amplitudes, válidas segundo essa instituição para os países do Reino Unido, são indicadas a título ilustrativo na Tabela 1 a seguir:

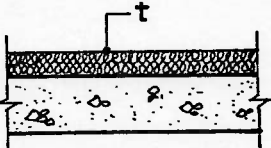
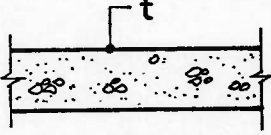
TABELA 1 - Temperaturas de serviço, em função da posição, da cor e da natureza do componente<sup>(11)</sup>, válidas para países do Reino Unido.

Posição e/ou natureza do componente	Cores do componente	Temperaturas de serviço (°C)		
		mínima	máxima	amplitude
Telhados, pisos e paredes externas	claras	-25	60	85
	escuras	-25	80	105
Envidraçamentos em fachadas	claras	-25	40	65
	escuras	-25	90	115
Estruturas de concreto expostas	claras	-20	45	65
	escuras	-20	60	80
Estruturas metálicas expostas	claras	-25	50	75
	escuras	-25	65	90
Componentes internos em ambientes:	habitados	10	30	20
	não habitados	-5	35	40

De acordo com Latta<sup>(12)</sup>, sob efeito da radiação direta do sol a temperatura de paredes com pouca massa entra em equilíbrio em períodos inferiores a 1 hora, enquanto que para paredes muito pesadas este período pode ultrapassar 24 horas. Ainda de acordo com o mesmo autor, a temperatura superficial da face externa de lajes e de paredes, expressa em graus Fahrenheit, pode ser estimada em função da temperatura do ar ( $t_A$ ) e do coeficiente de absorção solar ( $a$ ), de acordo com seguinte formulação indicada na Tabela 2.



TABELA 2 - Estimativa da temperatura superficial de lajes e paredes expostas à radiação<sup>(12)</sup>, em °F

Presença ou não de isolação térmica	Cor da superfície exposta à radiação	
	cores claras	cores escuras
	$t_{\max} = t_A + 100a$  $t_{\min} = t_A - 200F$	$t_{\max} = 1,3 t_A + 130a$
	$t_{\max} = t_A + 75a$  $t_{\min} = t_A - 100F$	$t_{\max} = t_A + 100a$

No tocante ao coeficiente de absorção solar, Latta<sup>(12)</sup> sugere a adoção dos valores indicadas a seguir:

a) materiais não metálicos:

- . superfície de cor preta:  $a = 0,95$
- . superfície cinza escuro:  $a = 0,80$
- . superfície cinza claro:  $a = 0,65$
- . superfície de cor branca:  $a = 0,45$

b) materiais metálicos

- . cobre oxidado:  $a = 0,80$
- . cobre polido:  $a = 0,65$

- . alumínio:  $a = 0,60$
- . ferro galvanizado:  $a = 0,90$

## 2.3 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE TRINCAS PROVOCADAS POR MOVIMENTAÇÕES TÉRMICAS

### 2.3.1 Lajes de cobertura sobre paredes auto-portantes

Em geral, as coberturas planas estão mais expostas às mudanças térmicas naturais do que os paramentos verticais das edificações; ocorrem, portanto, movimentos diferenciados entre os elementos horizontais e verticais. Esses movimentos diferenciados, além disso, podem ser mais intensificados pelas diferenças nos coeficientes de expansão térmica dos materiais construtivos desses componentes; segundo Chand<sup>(13)</sup>, o coeficiente de dilatação térmica linear do concreto é aproximadamente duas vezes maior que o coeficiente de dilatação linear das alvenarias de uso corrente, considerando-se aí a influência das juntas de argamassa.

Deve-se considerar também que ocorrem diferenças significativas de movimentação entre as superfícies superiores e inferiores das lajes de cobertura, sendo que normalmente as superfícies superiores são solicitadas por movimentações mais bruscas e de maior intensidade.

Outro aspecto importante a ser levado em conta é que mesmo lajes sombreadas sofrem os efeitos desses fenômenos<sup>(14)</sup>; parte da energia calorífica absorvida pelas telhas é re-irradiada para a laje, além de ocorrer através do ático transmissão de calor por condução e convecção. Nesse caso, as movimentações térmicas a que serão submetidas as lajes ocorrem em função de diversos outros fatores, tais como: natureza do material que compõe as telhas, altura do colchão de ar presente entre o telhado e a laje de cobertura, intensidade de ventilação do ático, rugosidade das superfícies internas do ático, etc.

Por estas razões, e devido ao fato de que as lajes de cobertura normalmente encontram-se vinculadas às paredes de sustentação, surgem tensões tanto no corpo das paredes como nas lajes; teoricamente<sup>(15)</sup>, as tensões de origem térmica são nulas nos pontos centrais das lajes, crescendo proporcionalmente em direção aos bordos onde atingem seus pontos de máximo, conforme indicado na Figura 1.

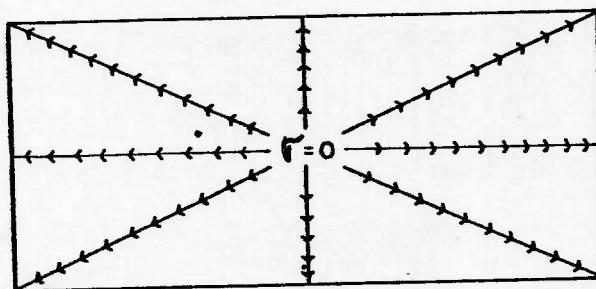


FIGURA 1 - Propagação das tensões numa laje de cobertura com bordos vinculados devida a efeitos térmicos

A dilatação plana das lajes e o abaulamento provocado pelo gradiente de temperaturas ao longo de suas alturas (Figura 2), introduzem tensões de tração e de cisalhamento nas paredes das edificações; conforme se constata na prática, e segundo observações de diversos autores<sup>(1, 2, 12, 13 e 16)</sup>, as trincas se desenvolvem quase que exclusivamente nas paredes, apresentando tipicamente as configurações indicadas nas Figuras 3 e 4.

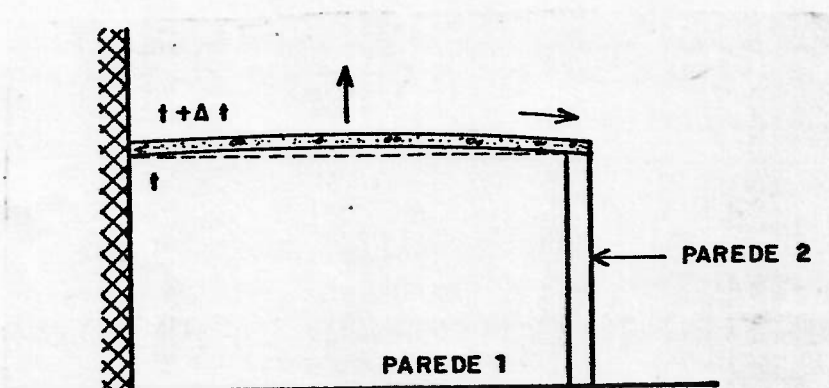


FIGURA 2 - Movimentações que ocorrem numa laje de cobertura, sob ação da elevação da temperatura

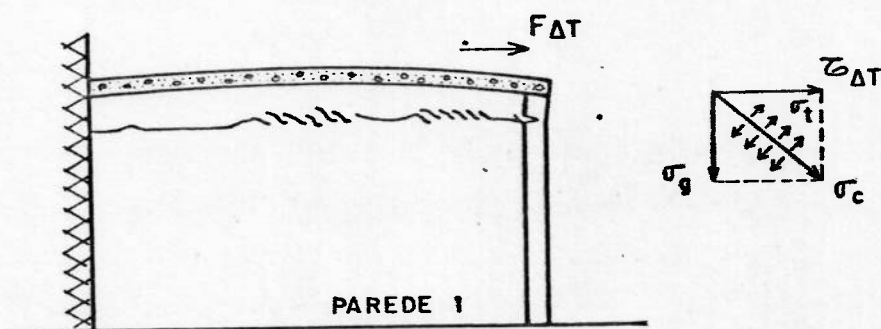


FIGURA 3 - Trinca típica presente no topo da parede paralela ao comprimento da laje; a direção das fissuras, perpendiculares às resultantes de tração ( $\sigma_t$ ), indica o sentido da movimentação térmica (no caso, da esquerda para a direita)

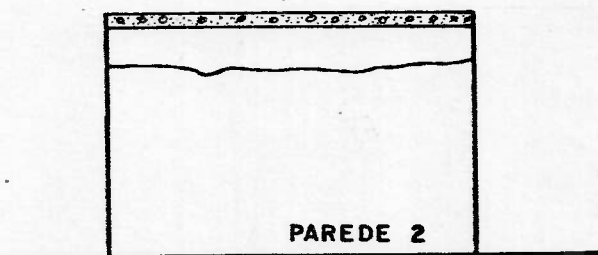


FIGURA 4 - Trinca típica presente no topo da parede paralela à largura da laje; a trinca normalmente apresenta-se com traçado bem definido, realçando o efeito dos esforços de tração na face interna da parede

Deve-se salientar ainda que, em função das dimensões da laje e da natureza dos materiais constituintes das paredes, nem sempre poderão ser observadas configurações tão típicas como as apresentadas nas Figuras 3 e 4; por outro lado, a presença de aberturas nas paredes propiciará o aparecimento de regiões naturalmente enfraquecidas (ao nível do peitoril e ao nível do topo de caixilhos, por exemplo), desenvolvendo-se as fissuras preferencialmente nessas regiões<sup>(13)</sup>.

Assim, em função das dimensões da laje, da natureza dos materiais que constituem as paredes e do grau de aderência entre paredes e laje, poderão desenvolver-se trincas inclinadas próximas ao topo

das paredes<sup>(17)</sup>, conforme ilustrado na Figura 5.

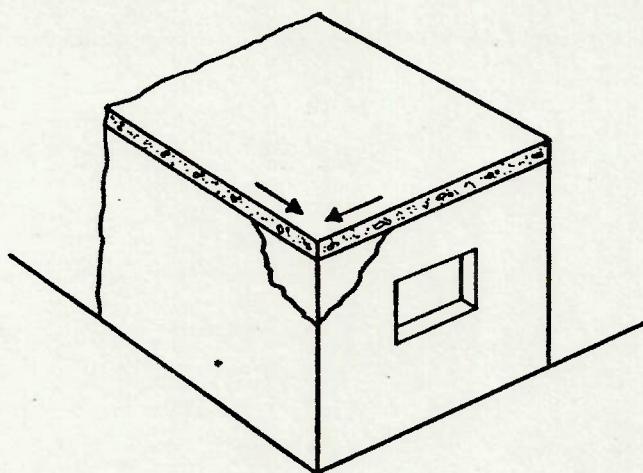


FIGURA 5 - Trincas de cisalhamento provocadas por expansão térmica da laje de cobertura

### 2.3.2 Movimentações térmicas do arcabouço estrutural

A exemplo do que foi exposto no item anterior, o arcabouço estrutural da edificação estará sujeito a movimentações térmicas, principalmente em estruturas de concreto aparente. Deve-se salientar que, devido à insolação direta, as temperaturas nas faces expostas das peças de concreto poderão atingir, segundo Serdaly<sup>(18)</sup>, valores até da ordem de 80°C.

Essas movimentações raramente causam dano à estrutura em si; normalmente as regiões mais solicitadas são os encontros entre vigas, onde podem surgir fissuras internas às peças de concreto, e por isso mesmo, não detectáveis. A movimentação térmica das vigas pode provocar, contudo, fissuração aparente em pilares; este fato pode ocorrer principalmente quando a estrutura não possui juntas de dilatação ou quando as mesmas foram mal projetadas. Segundo Fabiani<sup>(19)</sup>, a dilatação térmica de vigas pode provocar nas extremidades dos pilares fissuras ligeiramente inclinadas, conforme representado na Figura 6.

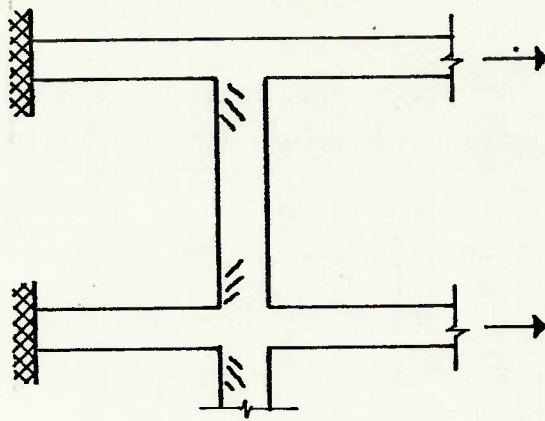


FIGURA 6 - Pilar fissurado devido à movimentação térmica das vigas de concreto armado

Já com maior probabilidade de ocorrência, a movimentação térmica da estrutura pode causar destacamentos entre as alvenarias e o reticulado estrutural<sup>(13 e 19)</sup>, e mesmo a incidência de trincas de cisalhamento nas extremidades das alvenarias<sup>(1, 2 e 16)</sup>. As Figuras 7 e 8 ilustram, respectivamente, esses casos.

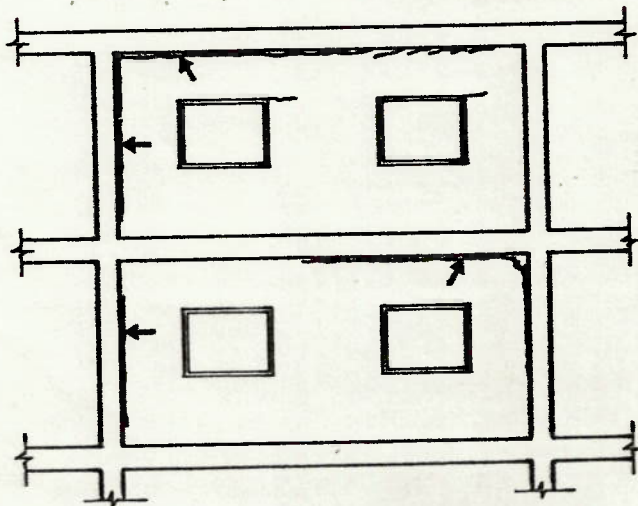


FIGURA 7 - Destacamento entre alvenaria e estrutura, provocado por movimentações térmicas diferenciadas

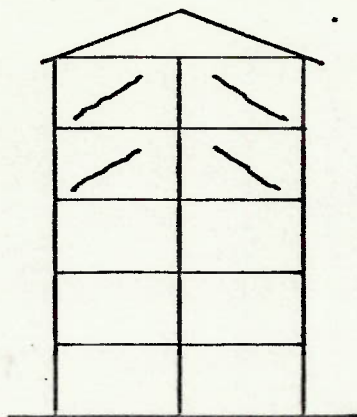


FIGURA 8 - Trincas de cisalhamento nas alvenarias, provocadas por movimentação térmica da estrutura

### 2.3.3 Movimentações térmicas em muros

Os muros muito extensos geralmente apresentam fissuras devidas a movimentações térmicas, sendo essas fissuras, segundo Pfeffermann<sup>(1)</sup>, tipicamente verticais, com aberturas da ordem de 2 a 3 mm; em função da natureza dos componentes de alvenaria, as fissuras manifestam-se a cada 4 ou 5 metros, podendo ocorrer nos encontros da alvenaria com os pilares ou mesmo no corpo da alvenaria, conforme ilustrado na Figura 9.

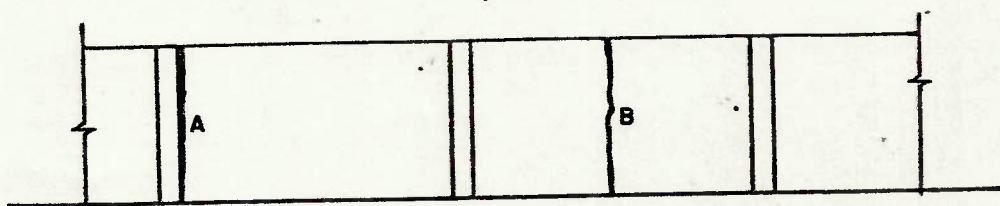


FIGURA 9 - Trincas verticais causadas por movimentações térmicas: a) destacamento entre alvenaria e pilar, b) trinca no corpo da alvenaria

As fissuras provocadas pelas movimentações térmicas normalmente

iniciam-se na base do muro, em razão das restrições que a fundação oferece à sua livre movimentação. Em função da resistência à tração da argamassa de assentamento e da resistência à tração dos componentes de alvenaria, as fissuras poderão acompanhar as juntas verticais de assentamento ou mesmo estenderem-se através dos componentes de alvenaria (Figuras 10 e 11).

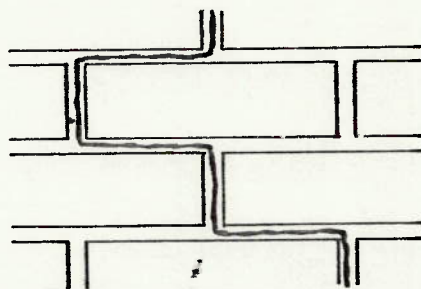


FIGURA 10 - Trinca vertical: a resistência à tração dos componentes de alvenaria é superior à resistência à tração da argamassa ou à tensão de aderência argamassa/blocos

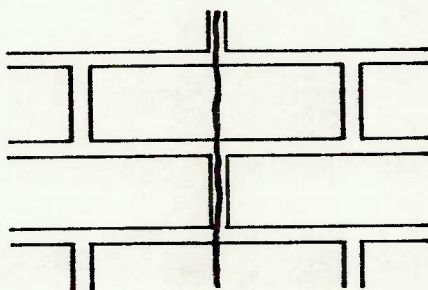


FIGURA 11 - Trinca vertical: a resistência à tração dos componentes de alvenaria é igual ou inferior à resistência à tração da argamassa

#### 2.3.4 Movimentações térmicas em argamassas de revestimento

As fissuras em argamassas de revestimento, provocadas por movimentações térmicas das paredes, irão depender sobretudo do módulo de



deformação da argamassa, sendo sempre desejável que a capacidade de deformação do revestimento supere com boa folga a capacidade de deformação da parede propriamente dita<sup>(20)</sup>.

Em nosso país, tomando-se janeiro e julho como épocas típicas do ano, dados do Serviço Nacional de Meteorologia revelam que, para um período de 24 horas, a temperatura do ar pode apresentar variações com amplitudes de 14°C e 20°C respectivamente. Essas variações, além da elevada temperatura superficial que os revestimentos podem apresentar por efeito da insolação direta, conforme exposto no item 2.2, podem provocar o aparecimento de fissuras nos revestimentos, devidas às movimentações diferenciadas que ocorrem entre esses e as bases de aplicação.

As fissuras induzidas por movimentações térmicas no corpo do revestimento geralmente são regularmente distribuídas e com aberturas bastante reduzidas (espécie de gretagem), assemelhando-se, conforme Joisel<sup>(21)</sup>, às fissuras provocadas por retração de secagem, o que será analisado no Capítulo 7; fissuras com aberturas maiores poderão aparecer, entretanto, nos encontros entre paredes ou em outras junções.

### 2.3.5 Movimentações térmicas em pisos externos

As movimentações térmicas de pisos externos representam um fator preponderante no desenvolvimento de fissuras ou destacamento do revestimento, particularmente no caso de pisos com grandes áreas, com formas muito alongadas ou com cores muito escuras<sup>(7, 22)</sup>.

Na fase de aquecimento, o revestimento do piso (lajotas, ladrilhos, etc.) dilata-se, sendo o material solicitado à compressão, por efeito de sua vinculação com a base; na fase de resfriamento, o material é solicitado à tração, criando-se, na medida em que é ultrapassada a resistência à tração do revestimento ou da própria base, fissuras regularmente espaçadas, conforme ilustrado na Figura 12.

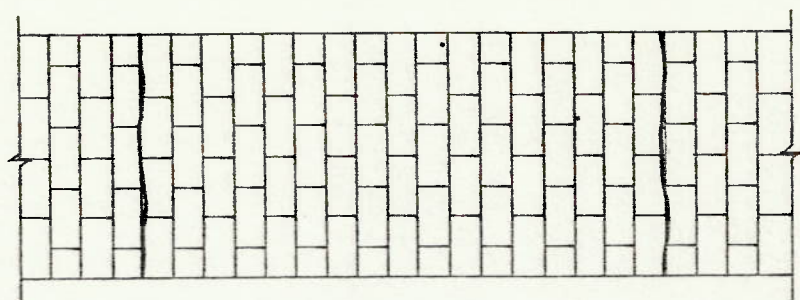


FIGURA 12 - Fissuras regularmente espaçadas em piso externo, devidas a movimentações térmicas do piso

No caso de pisos com bordas vinculadas (presença de paredes, muros, etc.), com impossibilidade de movimentarem-se livremente, é bastante frequente o destacamento do revestimento, equivalendo-se nesse caso a expansão térmica do piso ou a contração térmica da estrutura a uma ação de compressão no plano do revestimento (Figura 13); os destacamentos poderão ainda ser causados pela própria contração térmica das placas isoladas, sobrepujando-se nesse caso a tensão de aderência entre a placa de revestimento e a argamassa de assentamento.

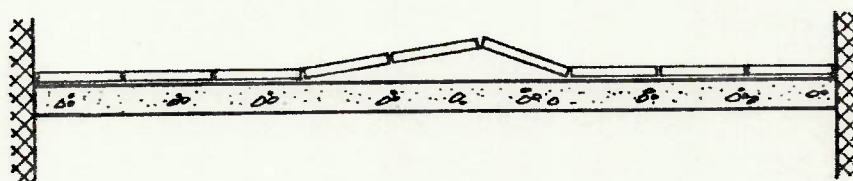


FIGURA 13 - Destacamento do revestimento do piso, sob ação de sua dilatação térmica ou da contração térmica da estrutura

### 2.3.6 Movimentações térmicas em lajes de forro

Sob ação das temperaturas que se desenvolvem nos áticos, considerado o efeito da re-irradiação da cobertura para suas superfícies internas, as lajes de forro apresentam dilatações e contrações que podem produzir fissuras nas arestas constituídas entre os forros e os paramentos das paredes; tais fissuras geralmente são per-

ceptíveis quando não é adotado nenhum detalhe de acabamento (moldura de gesso, por exemplo) na união parede-forro.

Em lajes mistas, constituídas por vigotas pré-moldadas de concreto e componentes cerâmicos vazados, observam-se com alguma frequência fissuras longitudinais nas regiões de encontro vigota-componentes cerâmicos; essas fissuras, representadas na Figura 14, devem-se a movimentações diferenciadas entre vigotas subsequentes e mesmo a movimentações diferenciadas entre o concreto armado e a cerâmica.

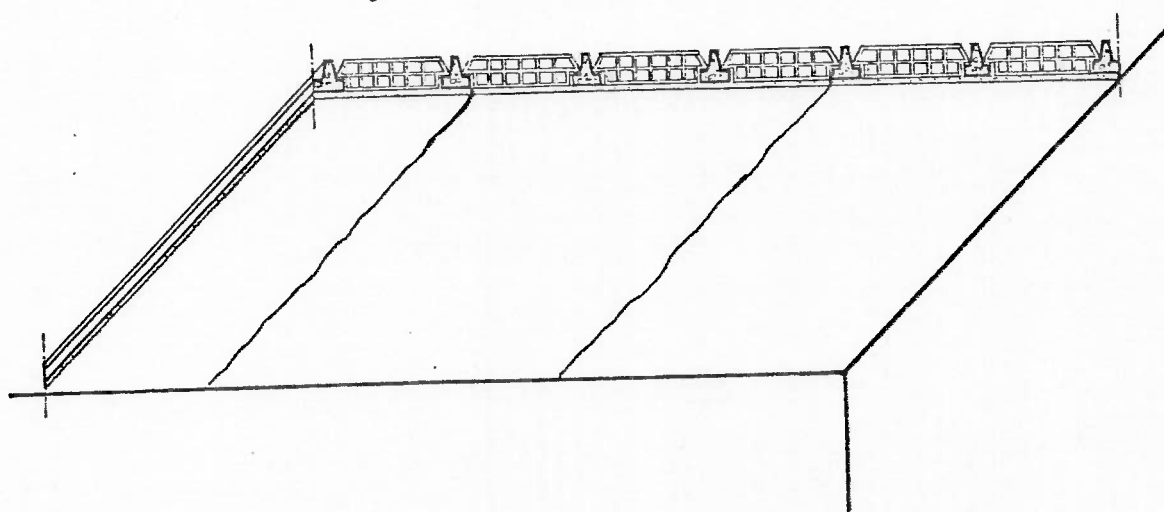


FIGURA 14 - Fissuras provocadas por movimentações térmicas em forro constituído por laje mista

### 2.3.7 Movimentações térmicas em placas de vidro

Embora todos os vidros expandam com o aumento da temperatura, os vidros especiais, tais como os coloridos e os absorvedores de calor, apresentam expansões consideravelmente maiores com a incidência da radiação solar. As folgas entre as placas de vidro desses tipos e a caixilharia devem ser, por esta razão, bem maiores em relação às folgas obedecidas para os vidros comuns.

Além do problema da expansão por efeito da temperatura, as placas de vidro podem trincar-se devido ao sombreamento excessivo de suas

bordas, criado por detalhes arquitetônicos das fachadas ou mesmo pelos caixilhos. A trinca ocorre porque o sombreamento origina uma diferença de temperatura entre a região central e as bordas do vidro, sendo esta diferença significativa por ser o vidro, de forma geral, um mau condutor de calor.

O gradiente de temperaturas introduz tensões de tração nos bordos do vidro, sendo que esses bordos são particularmente susceptíveis a esse tipo de tensão, já que apresentam irregularidades provenientes da operação de corte; desta forma, as tensões limites são de terminadas pela maior ou menor incidência de irregularidades presentes no contorno da placa.

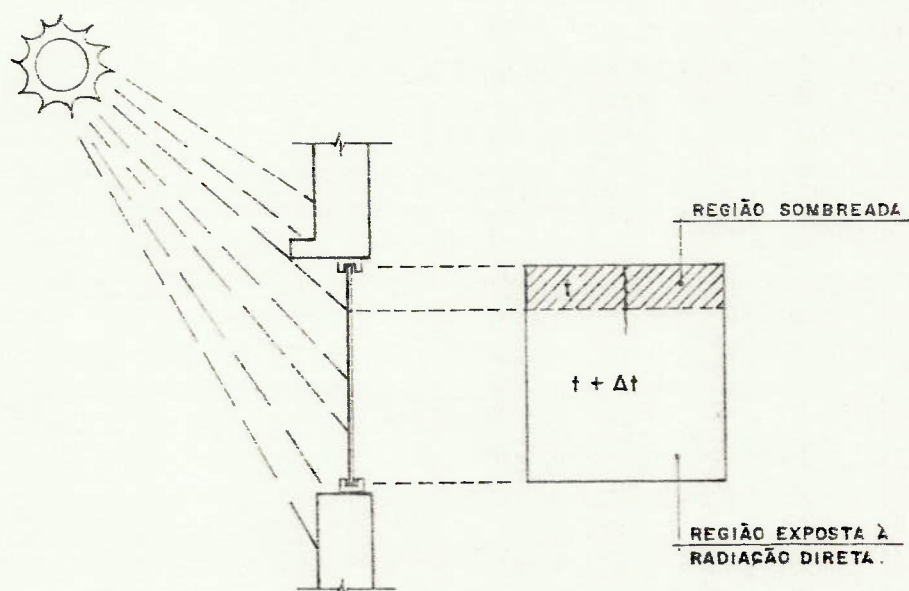


FIGURA 15 - Trinca presente na placa de vidro, proveniente do gradiente de temperaturas causado pelo sombreamento

Além das irregularidades presentes nas bordas das placas de vidro, com entalhes onde haverá concentração natural de tensões, estas poderão ser também introduzidas pela presença de corpos sólidos na folga existente entre a placa e o caixilho, tais como cabeças de parafusos, restos de argamassa, etc. Às tensões introduzidas nas placas pela dilatação térmica, poderão somar-se ainda tensões oriundas das próprias deformações da estrutura.

## CAPITULO 3

### FISSURAS CAUSADAS POR MOVIMENTACOES HIGROSCOPICAS; MECANISMOS DE FORMACAO E CONFIGURACOES TIPICAS

#### 3.1 MECANISMO DE FORMAÇÃO DAS FISSURAS

As mudanças higroscópicas provocam variações dimensionais nos materiais porosos que integram os elementos e componentes da construção; o aumento do teor de umidade produz em geral uma expansão do material enquanto que a diminuição desse teor provoca uma contração; no caso da existência de vínculos que impeçam ou restrinjam essas movimentações, poderão ocorrer fissuras nos elementos e componentes do sistema construtivo.

A umidade pode ter acesso aos materiais de construção através de diversas vias:

##### a) Umidade resultante da produção dos componentes

Na fabricação de componentes construtivos à base de ligantes hidráulicos, emprega-se geralmente uma quantidade de água superior à necessária para que ocorram as reações químicas de hidratação. A água em excesso permanece em estado livre no interior do componente; haverá a tendência dessa água livre evaporar-se, provocando uma contração do material.

##### b) Umidade proveniente da execução da obra

É prática usual umedecerem-se componentes de alvenaria no processo de assentamento, ou mesmo painéis de alvenaria que receberão argamassas de revestimento; esta prática é correta pois visa impedir a retirada brusca de água das argamassas, o que viria prejudicar a aderência com os componentes de alvenaria ou mesmo as reações de hidratação do cimento. Ocorre que nesta operação de umedecimen

to poder-se-ã elevar o teor de umidade dos componentes de alvenaria a valores muito acima da umidade higroscópica de equilíbrio, originando-se uma expansão do material; a água em excesso, a exemplo do que foi dito na alínea anterior, tenderã a evaporar-se, provocando uma contração do material.

c) Umidade do ar ou proveniente de fenômenos meteorológicos

O material poderã absorver água de chuva antes mesmo de ser utilizado na obra, durante o transporte até a obra ou por armazenagem desprotegida no canteiro. Durante a vida da construção, as faces de seus componentes voltadas para o exterior poderã absorver quantidades consideráveis de água de chuva ou, em algumas regiões, até mesmo de neve. Também a umidade presente no ar pode ser absorvida pelos materiais de construção, quer sob a forma de vapor, que sob a forma de água líquida (condensação do vapor sobre as superfícies mais frias da construção).

d) Umidade do solo

A água presente no solo poderã ascender por capilaridade à base de construção, desde que os diâmetros dos poros capilares e o nível do lençol d'água assim o permitam. Não havendo impermeabilização eficiente entre o solo e a base da construção, a umidade terá acesso aos seus componentes, podendo trazer sérios inconvenientes a pisos e paredes do andar térreo.

### 3.2 PROPRIEDADES HIGROSCÓPICAS DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

A quantidade de água absorvida por um material de construção depende de dois fatores: porosidade e capilaridade. O fator mais importante que rege a variação do teor de umidade dos materiais é a capilaridade; na secagem de materiais porosos, a capilaridade provoca o aparecimento de forças de sucção, responsáveis pela condução da água até a superfície do componente, onde ela será posterior

mente evaporada.

Deve-se considerar também que estas forças de sucção são inversamente proporcionais às aberturas dos poros; desta maneira, quando dois materiais diferentes são colocados em contato, o material de poros mais fechados, teoricamente, absorverá água do material com poros mais abertos. Na prática, os materiais normalmente têm poros de variadas aberturas, sendo o sentido da percolação de água através dos mesmos determinado pela diferença do teor de umidade dos materiais em contato; variando a sucção por capilaridade com o teor de umidade do material, torna-se extremamente difícil estabelecer-se o sentido da percolação da água entre os materiais.

Se um material poroso é exposto por tempo suficiente a condições constantes de umidade e temperatura, graças ao fenômeno da difusão, seu teor de umidade acabará estabilizando-se; atinge-se então a umidade higroscópica de equilíbrio do material. Esta umidade depende da natureza e quantidade de capilares presentes no material, assim como da temperatura e umidade do meio ambiente. Na Tabela 3 estão indicados alguns valores de umidade higroscópica de equilíbrio, determinados a partir de experimentos efetuados na Holanda<sup>(1)</sup>.

TABELA 3 - Umidade higroscópica de equilíbrio para alguns materiais de construção<sup>(1)</sup>

Material	Umidade higroscópica de equilíbrio (%) em função da umidade relativa do ar		
	U.R. = 40%	U.R. = 65%	U.R. = 95%
Madeira	8	12	22
Cerâmica	0	0	1
Concreto normal	3	4	8
Concreto celular	2	3	12
Cortiça	4	12	20

As variações no teor de umidade provocam movimentações de dois tipos: irreversíveis e reversíveis. As movimentações irreversíveis são aquelas que ocorrem geralmente logo após a fabricação do material e originam-se pela perda ou ganho de água até que se atinja a umidade higroscópica de equilíbrio do material fabricado; as movimentações reversíveis ocorrem por variações do teor de umidade do material, ficando delimitadas a um certo intervalo, mesmo no caso de secar-se ou saturar-se completamente o material.

Por exemplo, para o concreto ocorre uma contração inicial por perda da água em excesso utilizada na sua fabricação (esta contração não deve ser confundida com a retração proveniente das reações químicas que ocorrem entre o cimento e a água); completada esta contração inicial, o material, sujeito a diferentes teores de umidade, apresenta movimentações que ficam delimitadas dentro de um certo intervalo, ou seja, mesmo que se consiga saturar este concreto completamente, ele jamais retornará ao seu volume inicial. A Figura 16, a seguir, ilustra esse fenômeno<sup>(2)</sup>:

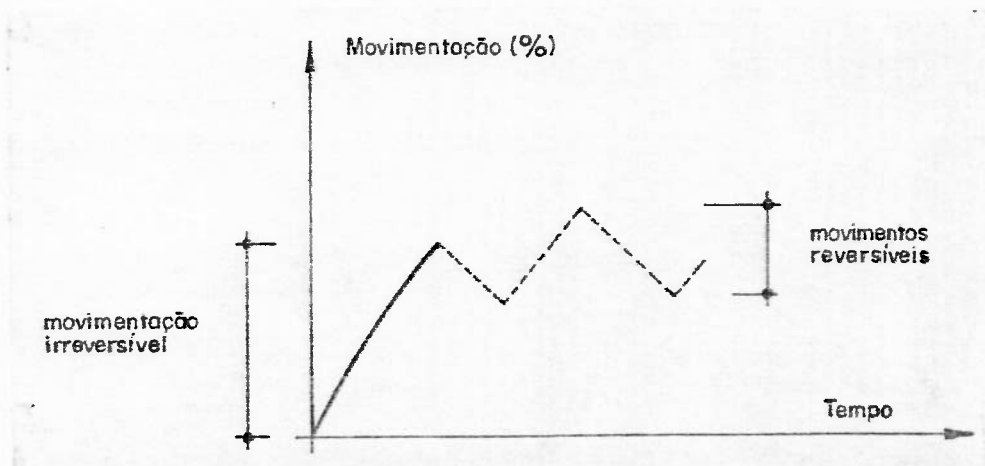


FIGURA 16 - Movimentações reversíveis e irreversíveis para um concreto, devidas à variação do seu teor de umidade

Para os materiais de construção que apresentam contração inicial por secagem, de forma geral os movimentos irreversíveis são bem superiores aos reversíveis. O mesmo já não ocorre para as madei



ras, que são susceptíveis a grandes variações dimensionais em função dos teores de umidade.

As movimentações higroscópicas dos produtos à base de cimento ocorrem basicamente em função da qualidade do cimento e dos agregados, da dosagem da mistura e das condições de cura do produto; através dos valores apresentados na Tabela 4, a seguir, pode-se constatar que, para os concretos celulares, o processo de cura exerce grande influência nas movimentações originadas por variação de umidade.

TABELA 4 - Contração de argamassas e concretos em função do teor de umidade: dados do Building Research Station<sup>(1)</sup>

Material	Contração irreversível (%)	Contração reversível (%)
Argamassa	0,07	0,03
Concreto	0,05	0,03
Concreto celular (cura ao ar)	0,30	0,10
Concreto celular (cura em autoclave)	0,08	0,05

Materiais cerâmicos normalmente apresentam pequenas movimentações reversíveis com as variações de umidade e de temperatura; em 1950, entretanto, pesquisas efetuadas na Austrália e nos Estados Unidos<sup>(23)</sup> mostraram que expansões irreversíveis de grande intensidade podem ocorrer em tijolos cerâmicos, por efeito da umidade. Essas expansões começam a ocorrer imediatamente após a queima do produto e podem processar-se durante longos períodos de tempo; dependerão fundamentalmente da natureza dos argilominerais presentes na matéria prima e das condições de queima do tijolo.

Parece ser de consenso geral que a grande parte da movimentação

irreversível, no caso expansão, ocorre nos primeiros meses de idade; a duração deste ciclo estará condicionada não só às propriedades do corpo cerâmico mas também às condições de umidade a que estará submetido. Pesquisas feitas na África do Sul<sup>(23)</sup> revelam que a expansão de tijolos cerâmicos pode variar de 0,04% a 0,12%, sendo que metade da expansão é verificada nos primeiros 6 meses de idade. Nessas pesquisas concluiu-se ainda que os tijolos mal queimados apresentam dilatação bastante superior aos bem queimados; todavia, o módulo de deformação dos tijolos mal queimados é geralmente pequeno, o que lhes confere maior poder de acomodação.

De uma forma geral, os materiais de construção movimentam-se com a variação do teor de umidade; na Tabela 5, a seguir, são apresentados alguns valores dessas movimentações, determinados pela B.R.E.<sup>(11)</sup>. Nessa Tabela são apresentados ainda valores de coeficiente de dilatação térmica e módulo de deformação, para diversos materiais de uso corrente na construção civil.

TABELA 5 - Propriedades higro-térmicas de alguns materiais de construção - BRE<sup>(11)</sup>

Material	Coef. de dilatação térmica linear ( $0C \cdot 10^{-6}$ )	Movim. devido a umidade (%)		Módulo de deformação ( $KN/mm^2$ )
		Reversível	Irreversível (+) expansão (-) contração	
Rochas naturais				
- Granito	8-10			20-60
- Calcário	3-4	0,01		10-80
- Arenito	7-12	0,07		3-80
Compostos à base de gesso				
- Gesso-estruque	16-18			1,5-4
- Placas de gesso	18-21			16

continua

TABELA 5 - continuação

Material	Coef. de dilatação térmica linear ( $10^{-6}$ )	Movim. devido a umidade (%)		Módulo de deformação ( $\text{KN/mm}^2$ )
		Reversível	Irreversível (+) expansão (-) contração	
Compostos à base de cimento				
- Argamassa	10-13	0,02-0,06	0,04-0,10(-)	20-35
- Concreto (seixo rolado)	12-14	0,02-0,06	0,03-0,08(-)	15-36
- Concreto (brita)	10-13	0,03-0,10	0,03-0,08(-)	15-36
- Concreto celular	8	0,02-0,03	0,07-0,09(-)	1,4-3,2
- Cimento com fibra de vidro	7-12	0,15-0,25	0,07 (-)	20-34
- Cimento-amianto	8-12	0,10-0,25	0,08 (-)	14-26
Tijolos ou blocos vazados				
- Concreto	6-12	0,02-0,04	0,02-0,06(-)	10-25
- Concreto celular	8	0,02-0,03	0,05-0,09(-)	3-8
- Sílico-calcário	8-14	0,01-0,05	0,01-0,04(-)	14-18
- Barro cozido	5-8	0,02	0,02-0,07(+)	4-26
Madeiras				
- Leves	- direção das fibras	4-6	0,45-2,0 <sup>(1)</sup>	5,5-12,5 <sup>(2)</sup>
	- transversalmente	30-70	0,6-2,6 <sup>(1)</sup>	5,5-12,5 <sup>(2)</sup>
- Densas	- direção das fibras	4-6	0,5-2,5 <sup>(1)</sup>	7-21 <sup>(2)</sup>
	- transversalmente	30-70	0,8-4,0 <sup>(1)</sup>	7-21 <sup>(2)</sup>
Vidros				
- Plano	9-11			70
- Alveolado	8,5			5-8

(1) para teores de umidade de 60% e 90%

(2) para teor de umidade de 12%

### 3.3 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE TRINCAS PROVOCADAS POR MOVIMENTAÇÕES HIGROSCÓPICAS

As trincas provocadas por variação de umidade dos materiais de construção são muito semelhantes àsquelas provocadas pelas variações de temperatura, conforme item 2.3; entre um caso e outro, as aberturas poderão variar em função das propriedades higrotérmicas dos materiais e das amplitudes de variação da temperatura ou da umidade.

Stubbs e Putterill<sup>(23)</sup> registram a ocorrência de alguns casos de trincas provocadas pela expansão de tijolos cerâmicos com elevada resistência à compressão, conforme Figuras 17, 18 e 19 a seguir:

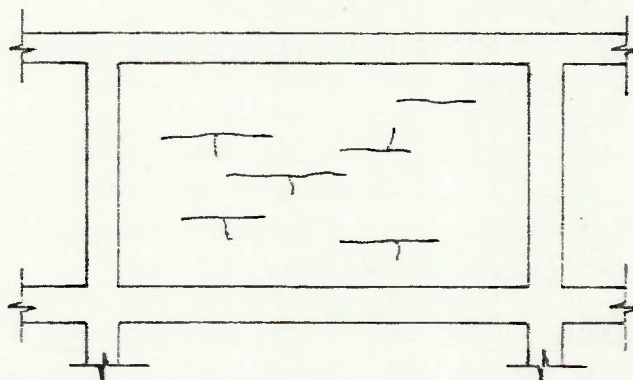


FIGURA 17 - Trincas horizontais na alvenaria provenientes da expansão dos tijolos: o painel é solicitado à compressão na direção horizontal

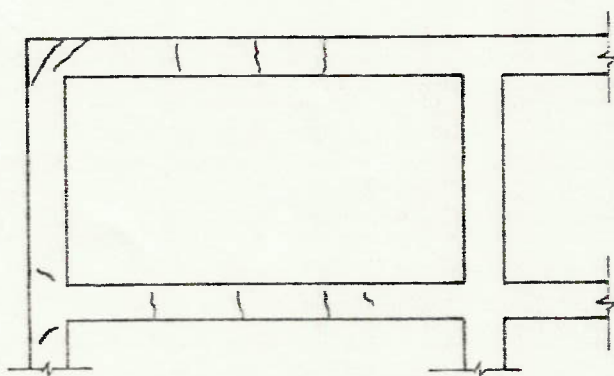


FIGURA 18 - Trincas nas peças estruturais: a expansão da alvenaria solicita o concreto à tração

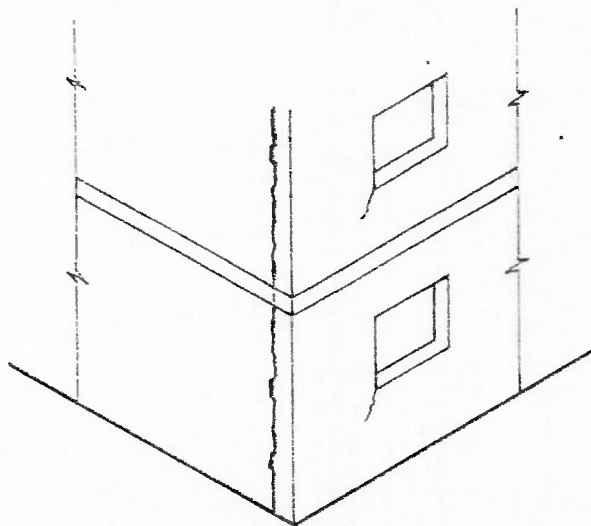


FIGURA 19 - A expansão dos tijolos por absorção de umidade provoca o fissuramento vertical da alvenaria, no canto do edifício

Para tijolos maciços de solo-cimento, constata-se na prática um tipo de fissura bastante característico: trata-se de fissura pronunciadamente vertical que ocorre no terço médio da parede (Figura 20). Essa trinca, geralmente pronunciada, aparece em paredes relativamente longas (com cerca de 6 a 7 metros) e pode ser causada tanto pela contração de secagem do produto, como por suas movimentações reversíveis; ressalte-se que o solo-cimento é um material altamente susceptível às variações de umidade, particularmente quando constituído por argilominerais da família das montmorilonitas.

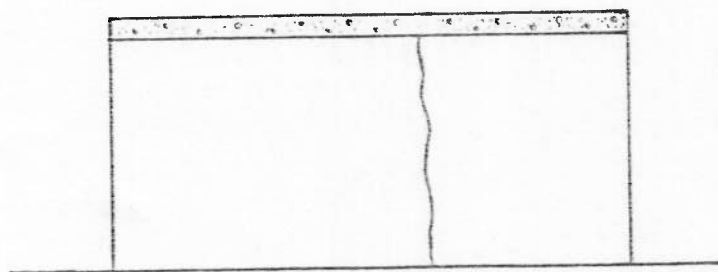


FIGURA 20 - Trinca vertical no terço médio da parede, causada por movimentações higroscópicas de tijolos de solo-cimento

Em estudo efetuado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo<sup>(24)</sup> com blocos vazados de solo-cimento, pôde-se constatar o aparecimento de micro-fissuras verticais nas paredes de blocos, após a ocorrência de chuvas que provocavam o umedecimento das paredes; como os blocos haviam sido empregados na obra com idade superior a 3 meses (a contração inicial, portanto, deveria estar concluída), deduziu-se que as fissuras eram ocasionadas por movimentações reversíveis originadas pela brusca variação de umidade dos blocos.

Movimentações reversíveis ou irreversíveis podem originar também destacamentos entre componentes de alvenaria e argamassa de assentamento (Figura 21); esses destacamentos ocorrem em função de inúmeros fatores, sendo os mais importantes: aderência entre argamassa e componentes de alvenaria, tipo de junta adotada, módulo de deformação dos materiais em contato, propriedades higroscópicas desses materiais e intensidade da variação da umidade.

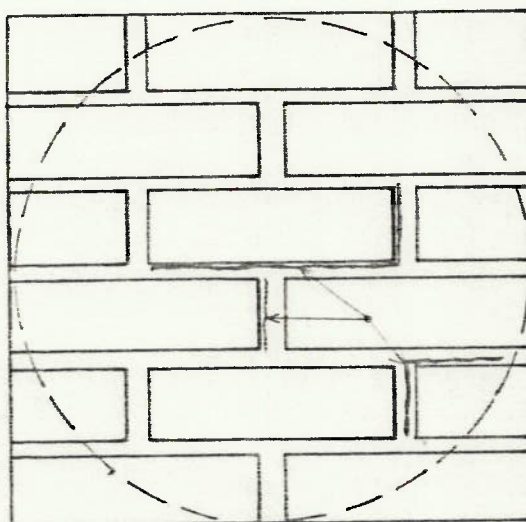


FIGURA 21 - Destacamento entre argamassa e componentes de alvenaria

Trincas horizontais podem aparecer também na base de paredes (Figura 22) onde a impermeabilização dos alicerces foi mal executada. Nesse caso, os componentes de alvenaria que estão em contato di

reto com o solo absorvem sua umidade, apresentando movimentações diferenciadas em relação às fiadas superiores que estão sujeitas à insolação direta e à perda de água por evaporação; essas trincas quase sempre são acompanhadas por eflorescências, o que auxilia o seu diagnóstico.

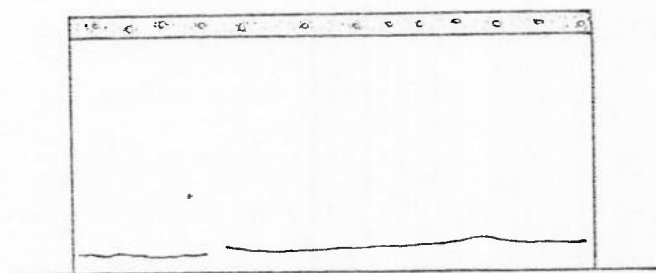


FIGURA 22 - Trinca horizontal na base da alvenaria por efeito da umidade do solo

Outro tipo bastante característico de fissura causada por umidade é aquela presente no topo de muros, parapeitos e platibandas que não estão convenientemente protegidos por rufos; a argamassa do topo da parede absorve água (de chuva ou mesmo do orvalho), movimenta-se diferencialmente em relação ao corpo do muro e acaba destacando-se do mesmo.

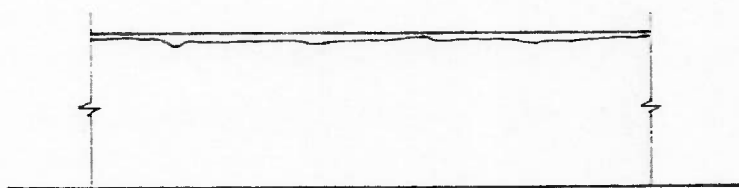


FIGURA 23 - Destacamento da argamassa no topo do muro, causado pela absorção de umidade

No tocante às variações higroscópicas, as madeiras são indiscutivelmente os materiais de construção mais sensíveis, apresentando índices de movimentação acentuadamente diferenciados em relação à

orientação de suas fibras; a utilização de madeira verde na construção, com teor de umidade superior a 12 ou 13%, invariavelmente provoca problemas das mais variadas ordens, sendo os mais comuns o descolamento de tacos, o empenamento de tábuas de soalho e o mau funcionamento de caixilhos.

As movimentações reversíveis do madeiramento empregado nas coberturas determina muitas vezes o aparecimento de fissuras horizontais no respaldo de paredes sobre as quais se apoia, particularmente quando essas paredes foram mal cintadas; tais movimentações são também responsáveis pelo desenvolvimento de fissuras em forros constituídos por estuque, tanto no corpo do forro como no encontro do estuque com o revestimento das paredes.

Outro material que também apresenta movimentações higroscópicas acentuadas é o gesso, não sendo por isso mesmo recomendável o seu emprego em ambientes molháveis do edifício e sobretudo em suas partes externas; um problema típico que se tem observado nos edifícios é o fissuramento de placas de gesso constituintes de forros, conforme ilustrado na Figura 24, pela inobservância de juntas de movimentação entre as paredes e o forro.

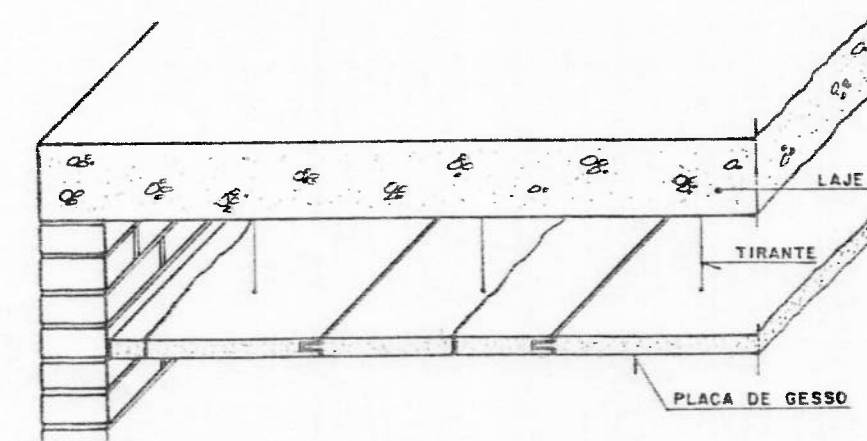


FIGURA 24 - Fissuração de placas de gesso, em forro rigidamente encunhado nas paredes



## CAPITULO 4

### FISSURAS CAUSADAS PELA ATUAÇÃO DE SOBRECARGAS: MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES TÍPICAS

A atuação de sobrecargas pode produzir a fissuração de componentes estruturais, tais como pilares, vigas e paredes; essas sobrecargas atuantes podem ter sido consideradas no projeto estrutural, caso em que a falha decorre da execução da peça ou do próprio cálculo estrutural, como pode também estar ocorrendo a solicitação da peça por uma sobrecarga superior à prevista. Vale-se frisar ainda que não raras vezes pode-se presenciar a atuação de sobrecargas em componentes sem função estrutural, geralmente pela deformação da estrutura resistente do edifício ou pela sua má utilização.

Assim sendo, para efeito deste trabalho, considera-se como sobrecarga uma solicitação externa, prevista ou não em projeto, capaz de provocar a fissuração de um componente com ou sem função estrutural; com esse enfoque, serão consideradas apenas as sobrecargas verticais.

#### 4.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A FISSURAÇÃO DE COMPONENTES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À FLEXÃO

A atuação de sobrecargas, previstas ou não em projeto, pode produzir o fissuramento de componentes de concreto armado, sem que isto implique, necessariamente, em ruptura do componente ou instabilidade da estrutura; a ocorrência de fissuras num determinado componente estrutural produz uma redistribuição de tensões ao longo do componente fissurado e mesmo nos componentes vizinhos, de maneira que a solicitação externa geralmente acaba sendo absorvida de forma globalizada pela estrutura ou parte dela. Obviamente que este raciocínio não pode ser estendido de forma indiscriminada, já que existem casos em que é limitada a possibilidade de redistri

buição das tensões, seja pelo critério de dimensionamento do componente, seja pela magnitude das tensões desenvolvidas ou, ainda, pelo próprio comportamento conjunto do sistema estrutural adotado.

Para os casos comuns de estruturas de concreto armado, os componentes fletidos são em geral dimensionados prevendo-se a fissuração do concreto na região tracionada da peça, buscando-se tão somente limitar esta fissuração em função de requisitos estéticos e/ou em função da deformabilidade e da durabilidade da estrutura. De acordo com a norma NBR 6118<sup>(25)</sup>, considera-se que "a solicitação resistente com a qual haverá uma grande probabilidade de iniciar-se a formação de fissuras normais à armadura longitudinal poderá ser calculada com as seguintes hipóteses":

- a) a deformação de ruptura à tração do concreto é igual a  $2,7 f_{tk} / E_c$  ( $f_{tk}$  = resistência característica do concreto à tração;  $E_c$  = módulo de deformação longitudinal do concreto à compressão);
- b) na flexão, o diagrama de tensões de compressão no concreto é triangular (regime elástico); a tensão na zona tracionada é uniforme e igual a  $f_{tk}$ , multiplicando-se a deformação de ruptura especificada na alínea anterior por 1,5;
- c) as seções transversais planas permanecem planas;
- d) deverá ser sempre levado em conta o efeito da retração. Como simplificação, nas condições correntes, este efeito pode ser considerado supondo-se a tensão de tração igual a  $0,75 f_{tk}$  e desprezando-se a armadura.

Tem-se observado na prática que este critério recomendado pela NBR 6118 é a favor da segurança, isto é, as fissuras começam a surgir com tensões superiores à tensão prevista por esse método; Branson<sup>(26)</sup> relata que diversas entidades (LNEC, ACI, CEB, etc.) adotam para previsão do início do fissuramento em peças fletidas um método baseado na teoria clássica da resistência dos materiais,

e que consiste no cálculo do momento de fissuração da peça de acordo com a seguinte formulação:

$$M_r = f_{r,fl} \cdot \frac{I_t}{Y_t} \quad (2)$$

onde:  $M_r$  = momento fletor de fissuração

$I_t$  = momento de inércia da seção homogeneizada

$Y_t$  = distância da linha neutra à fibra mais tracionada da peça

$f_{r,fl}$  = módulo de ruptura do concreto (tensão de ruptura à tração na flexão)

Através de ensaios efetuados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo<sup>(27)</sup>, pode-se constatar que este equacionamento produz valores bastante aproximados das solicitações que, de forma real, provocam o aparecimento das primeiras fissuras nas seções tracionadas das peças de concreto armado. Na falta de dados sobre o módulo de ruptura do concreto, o American Concrete Institute<sup>(28)</sup> recomenda a sua previsão através da seguinte fórmula:

$$f_{r,fl} = 0,0463 \sqrt{\gamma_c \cdot f_{ck}} \quad (3)$$

onde:  $f_{r,fl}$  = módulo de ruptura do concreto ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\gamma_c$  = massa específica aparente do concreto ( $\text{kg/m}^3$ )

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão ( $\text{kgf/cm}^2$ )

A NBR 6118, em seu item 4.2.2, considera que a fissuração é nociva ao concreto armado (possibilidade de corrosão da armadura) quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassar os seguintes valores:

- a) 0,1 mm para peças não protegidas, em meio agressivo  
 b) 0,2 mm para peças não protegidas, em meio não agressivo  
 c) 0,3 mm para peças protegidas.

Ainda segundo a NBR 6118, existe razoável probabilidade de que es as aberturas sejam atingidas quando se verificarem, simultaneamen te, as seguintes desigualdades:

$$\frac{\emptyset}{2\eta_b - 0,75} \frac{\sigma_s}{E_s} \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right) > \begin{cases} 1 \text{ p/ a alínea a} \\ 2 \text{ p/ a alínea b} \\ 3 \text{ p/ a alínea c} \end{cases} \quad (4)$$

$$\frac{\emptyset}{2\eta_b - 0,75} \frac{\sigma_s}{E_s} \frac{3c_s}{f_{tk}} > \begin{cases} 1 \text{ p/ a alínea a} \\ 2 \text{ p/ a alínea b} \\ 3 \text{ p/ a alínea c} \end{cases} \quad (5)$$

- onde:  $\sigma_s$  = tensão na armadura  
 $\emptyset$  = diâmetro das barras (mm)  
 $\rho_r$  = taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto  $A_{cr}$  interessada pela fissuração ( $\rho_r = A_s / A_{cr}$ )  
 $\eta_b$  = coeficiente de conformação superficial das barras da armadura, suposto igual a 1 para barras lisas (coeficiente de aderência)  
 $f_{tk}$  = resistência característica do concreto à tração  
 $E_s$  = módulo de deformação longitudinal do aço

Levando-se em conta as tensões de serviço, os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto, o coeficiente de conforma

ção superficial das barras de aço e diversas outras características geométricas (diâmetro das barras tracionadas, cobrimento da armadura, taxa geométrica da armadura, etc.), foram desenvolvidas diversas teorias com a finalidade de prever-se o espaçamento médio entre fissuras e suas aberturas mais prováveis em componentes de concreto armado submetidos à flexão ou à tração pura; essas formulações teóricas, associadas a coeficientes empiricamente determinados e a fatores probabilísticos, conduzem a estimativas bastante precisas do nível de fissuramento das peças.

Ferry Borges<sup>(29)</sup>, levando em conta a grande relação existente entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto ( $E_s/E_c \approx 10$ ) e que, a partir da primeira fissura, as tensões de tração são transmitidas somente às armaduras, desenvolveu a seguinte fórmula para estimação das aberturas das fissuras em peças solicitadas à tração pura ou à flexão:

$$\omega_m = s_{rm} \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (6)$$

onde:  $\omega_m$  = abertura média das fissuras (mm)  
 $s_{rm}$  = distanciamento médio entre as fissuras (mm)  
 $\epsilon_{sm,r}$  = alongamento médio da armadura tracionada (%)

De acordo com distintas teorias existentes sobre fissuração do concreto armado e com experimentações em laboratório, Ferry Borges chegou ainda à seguinte expressão para estimativa do distanciamento entre as fissuras:

$$s_{rm} = 1,5 c + \eta_b \frac{\emptyset}{\rho_r} \quad (7)$$

onde:  $s_{rm}$  = distanciamento médio entre as fissuras (mm)  
 $c$  = cobrimento da armadura tracionada (mm)  
 $\eta_b$  = coeficiente de conformação superficial da armadura  
 $\emptyset$  = diâmetro das barras (mm)

$\rho_r$  = taxa geométrica da armadura na seção de concreto  $A_{c,ef}$  interessada na fissuração ( $\rho_r = A_s/A_{c,ef}$ )

Montoya<sup>(30)</sup>, baseado nos trabalhos do Prof. Ferry Borges e na teoria estatística das probabilidades, desenvolveu uma formulação que permite a previsão das máximas aberturas de fissuras em peças submetidas à tração ou à flexão (simples ou composta). A fórmula indicada a seguir já foi utilizada em experimentos efetuados no IPT<sup>(27)</sup>, com vigas retangulares, com forma de T ou com forma de U, sendo que as previsões teóricas produzidas a partir da mesma mostraram-se bastante compatíveis com os valores realmente observados.

$$\omega_{m\acute{a}x.} = 0,8 \cdot \gamma \left( 1,5 c + K \frac{\phi}{\rho_r} \right) \left( \sigma_s - \frac{K'}{\rho_r} \right) \cdot 10^{-6} \quad (8)$$

- onde:  $\omega_{m\acute{a}x.}$  = abertura máxima das fissuras (mm), com 95% de nível de significância, supondo-se que as aberturas das fissuras distribuem-se de maneira normal
- $c$  = cobrimento da armadura de tração (mm)
- $\phi$  = maior diâmetro das barras tracionadas (mm)
- $\sigma_s$  = tensão de trabalho do aço (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\gamma$  = coeficiente de dispersão, variando entre 1,1 e 1,3
- $\rho_r$  = taxa geométrica da armadura na seção de concreto  $A_{c,ef}$  interessada na fissuração ( $\rho_r = A_s/A_{c,ef}$ )
- $K$  e  $K'$  = constantes determinadas para barras de grande aderência (valores indicados na tabela apresentada a seguir)

TABELA - Valores de K e K' correspondentes à equação 8, válidos para barras de grande aderência

Tipos de peças e esforços	$\rho_r$	K	K'
Vigas Tê e retangulares (flexão simples)	$\frac{A_s}{bw \cdot d}$	0,04	7,5
Vigas Tê e retangulares (flexão composta)	$\frac{A_s}{bw (d-x)}$	0,07	12,0
Tirantes ou vigas atirantadas	$\frac{A_s}{B_f}$	0,16	30,0

sendo:  $A_s$  = área da armadura

$bw$  = largura das vigas de seção retangular ou da nervura das vigas de seção Tê

$d$  = distância entre o centro de gravidade da armadura e a fibra mais comprimida

$x$  = distância entre a linha neutra e a fibra mais comprimida

$B_f$  = área da seção de concreto cobaricêntrica à área da armadura tracionada

O Comitê Euro-International du Beton<sup>(31, 32)</sup> adota a mesma equação 6 desenvolvida por Ferry Borges para cálculo da abertura média das fissuras, introduzindo contudo o efeito da retração do concreto ( $\epsilon_{cs}$ ); admite ainda que a abertura máxima das fissuras seja equivalente a 1,7 vezes a abertura média, ou seja:

$$\omega_m = s_{rm} (\epsilon_{sm,r} - \epsilon_{cs}) \quad (9)$$

$$\omega_{m\max.} = 1,7 \omega_m \quad (10)$$

Através do seu manual de cálculo de fissuração e de deformações<sup>(32)</sup>, o CEB adota para concretos normais (excetuados portanto os concretos leves) a fórmula abaixo indicada para determinação da distância média entre fissuras, em peças calculadas no Estádio III e com estado de fissuração estabilizado.

$$s_{rm} = 2 \left( c + \frac{s}{10} \right) + K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_r} \quad (11)$$

- onde:  $s_{rm}$  = distância média entre as fissuras (mm)  
 $c$  = cobrimento da armadura tracionada (mm)  
 $s$  = espaçamento entre as barras tracionadas (mm)  
 $K_1$  = influência das condições de aderência das barras  
 $K_1 = 0,4$  para barras de grande aderência  
 $K_1 = 0,8$  para barras lisas  
 $K_2$  = influência do tipo de sollicitação  
 $K_2 = 0,125$  para flexão pura  
 $K_2 = 0,25$  para tração pura  
 $\emptyset$  = diâmetro da barra em mm ( $\emptyset \cdot \sqrt{n}$  para feixes)  
 $\rho_r$  = taxa geométrica da armadura na seção de concreto  $A_{c,ef}$  interessada na fissuração ( $\rho_r = A_s/A_{c,ef}$ )

A formulação indicada presta-se tanto para vigas como para lajes de concreto armado, sendo que nesse último caso a altura efetiva da área interessada na fissuração ( $A_{c,ef}$ ) é limitada à metade da altura da zona tracionada. O manual citado<sup>(32)</sup> analisa ainda os efeitos da deformação lenta e de carregamentos cíclicos na evolução das fissuras, além de estabelecer diversas considerações sobre máximos diâmetros e máximos afastamentos das barras, armaduras de pele e taxas mínimas de armadura para combater-se a fissuração excessiva das peças de concreto armado, sob ação de esforços de diferentes naturezas (tração, corte, torção, compressão).



## 4.2 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE FISSURAS EM COMPONENTES DE CONCRETO ARMADO, DEVIDAS A SOBRECARGAS

As fissuras que ocorrem em peças de concreto armado geralmente apresentam aberturas bastante reduzidas; o cálculo no Estadio III de peças fletidas leva em conta o aparecimento dessas fissuras. Segundo diversas fontes (19,26,30,32,33 e 34) várias são as formas dessas manifestações; em seguida serão analisados alguns casos típicos:

### 4.2.1. Flexão de vigas

Os esforços numa viga isostática submetida à flexão desenvolvem-se conforme esquema seguinte:

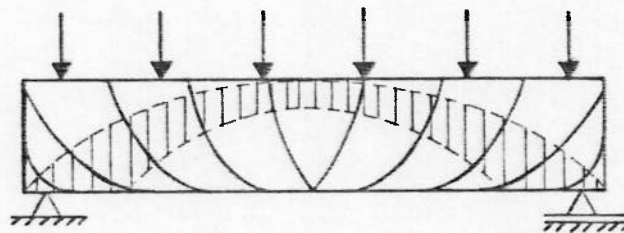


FIGURA 25 - Viga isostática submetida à flexão

----- arco de compressão  
 ————— isostáticas de tração

As fissuras ocorrem perpendicularmente às trajetórias dos esforços principais de tração. São praticamente verticais no terço médio do vão e apresentam aberturas maiores em direção à face inferior da viga onde estão as fibras mais tracionadas. Junto aos apoios, as fissuras inclinam-se aproximadamente a  $45^\circ$  com a horizontal, devido à influência dos esforços cortantes (vide Figura 26). Nas vigas altas esta inclinação tende a ser da ordem de  $60^\circ$ .

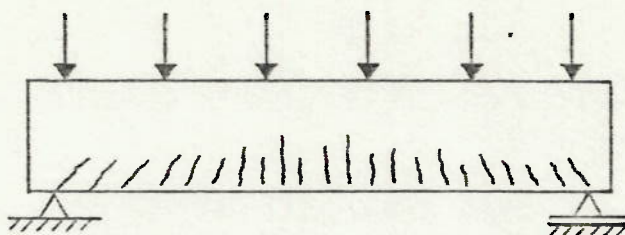


FIGURA 26 - Fissuração típica em viga sub-armada solicitada à flexão

A localização, número, extensão e abertura das fissuras dependem das características geométricas da peça, das propriedades físicas e mecânicas dos materiais que a constituem e do estágio de solicitação da carga. No caso de vigas deficientemente armadas ao cisalhamento ou mesmo no caso de ancoragem deficiente das armaduras, podem surgir inicialmente apenas as fissuras inclinadas nas proximidades do apoio (Figura 27).

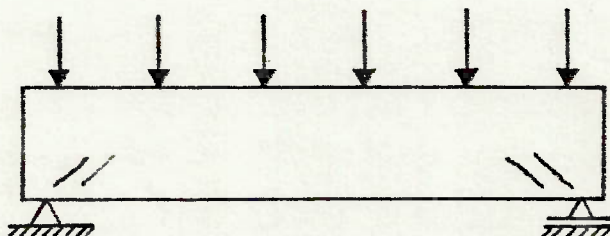


FIGURA 27 - Trincas de cisalhamento em viga solicitada à flexão

No caso de vigas atirantadas ou mesmo no caso de vigas altas, as fissuras geralmente ramificam-se em direção às fibras mais tracionadas, já que nesta região ocorre uma redistribuição de tensões devida à presença da armadura (Figura 28); neste caso as fissuras ramificadas ocorrem em grande número, com aberturas reduzidas.

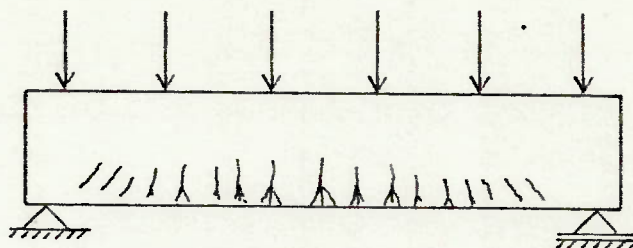


FIGURA 28 - Ramificação das fissuras devida à presença da armadura de tração

No caso de vigas super-armadas ou confeccionadas com concreto de qualidade muito baixa, podem surgir trincas na zona comprimida da viga, com caráter de esmagamento do concreto (Figura 29).

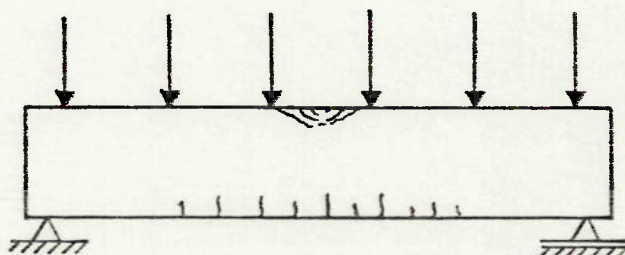


FIGURA 29 - Trincas de compressão em viga super-armada solicitada à flexão

#### 4.2.2 Torção de vigas

As trincas de torção podem aparecer em vigas de borda, junto aos cantos das construções, por excessiva deformabilidade de lajes ou vigas que lhe são transversais, por atuação de cargas excêntricas ou por recalques diferenciados das fundações. Podem ocorrer também em vigas nas quais se engastam marquises e que não estejam convenientemente armadas à torção.

Esse tipo de trinca raramente se manifesta nas estruturas de concreto armado; constitui entretanto um tipo característico: as fisuras inclinam-se aproximadamente a  $45^{\circ}$  e aparecem nas duas superfícies laterais das vigas, segundo retas reversas (Figura 30).

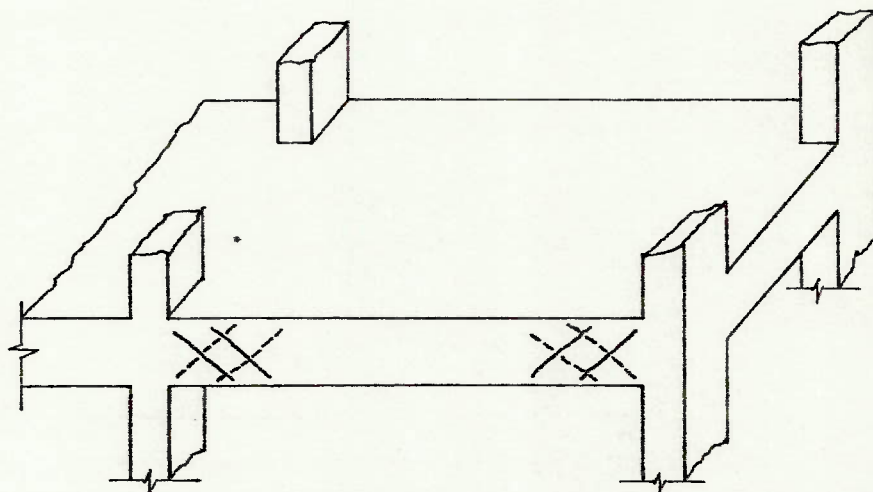


FIGURA 30 - Fissuras provocadas por torção

—— face anterior  
 ----- face posterior

#### 4.2.3 Flexão de lajes

O aspecto das fissuras varia conforme as condições de contorno da laje (apoio livre ou engastado), a relação entre comprimento e largura, o tipo de armação e a natureza e intensidade da solicitação.

Para lajes maciças com grandes vãos, os momentos volventes que se desenvolvem nas proximidades dos cantos da laje podem produzir fisuras inclinadas, constituindo com esses cantos triângulos aproximadamente isósceles; a título ilustrativo, apresenta-se na Figura 31 a seguir o aspecto típico do fissuramento na ruptura de uma laje simplesmente apoiada, armada em cruz e submetida a carregamento uniformemente distribuído.

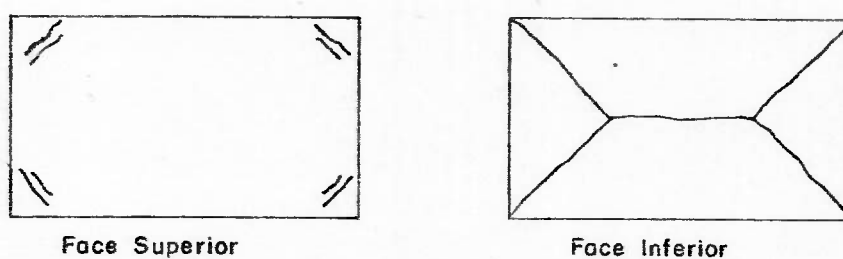


FIGURA 31 - Fissuramento típico de lajes simplesmente apoiadas

Um outro tipo de trinca pode surgir quando não existe ferragem negativa entre painéis de lajes construtivamente contínuas, porém projetadas como simplesmente apoiadas; as trincas surgem na face superior da laje, acompanhando aproximadamente o seu contorno (Figura 32).

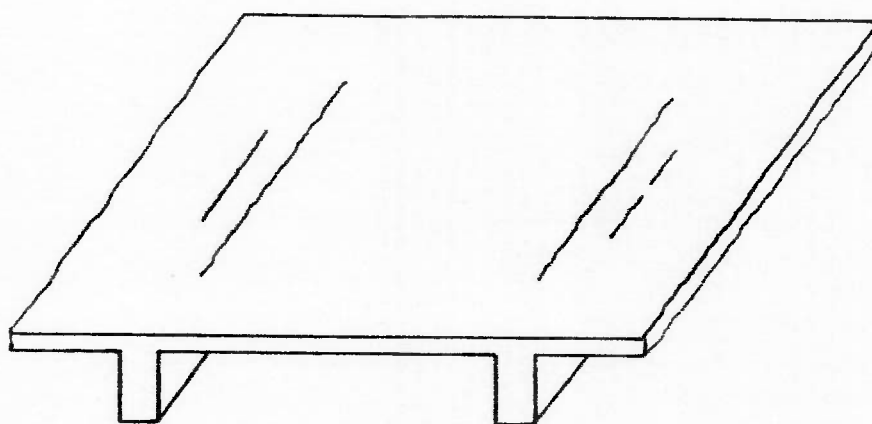


FIGURA 32 - Trincas na face superior da laje devidas à ausência de armadura negativa

#### 4.2.4 Torção de lajes

Por recalques diferenciados das fundações ou por deformabilidade da estrutura, as lajes podem ser submetidas a solicitações de torção muito mais significativas do que aquelas que se desenvolvem nas

lajes fletidas; as trincas nesses casos apresentam-se inclinadas em relação aos bordos da laje (Figura 33):

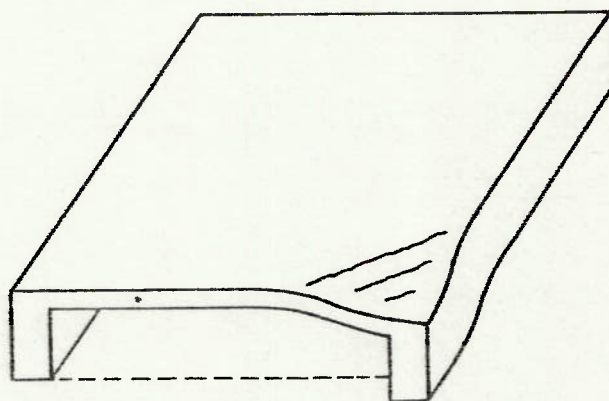


FIGURA 33 - Trincas inclinadas devidas à torção da laje

#### 4.2.5 Trincas em pilares

São bastante raros os casos de trincas em pilares; normalmente essas peças trabalham com taxas de solicitação que representam apenas pequenas parcelas das suas tensões resistentes. Pela ocorrência de falhas construtivas, contudo, podem ocorrer trincas de esmagamento do concreto, sobretudo nos pés dos pilares; nesse caso, os pilares deverão ser imediatamente reforçados já que a estabilidade da estrutura estará comprometida.

Já não tão raros são os casos de fissuras verticais nos corpos dos pilares, aproximadamente no terço médio das suas alturas (Figura 34); em função da grande diferença entre o módulo de deformação do agregado graúdo e o módulo de deformação da argamassa intersticial, esta apresentará deformações bem mais acentuadas, criando-se superfícies de cisalhamento paralelas à direção do esforço de compressão. As fissuras verticais que se manifestam, indiquem portanto que os estribos foram sub-dimensionados.

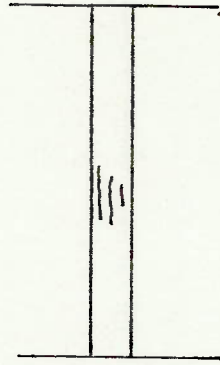


FIGURA 34 - Fissuras verticais no pilar indicando insuficiência de estribos .

Podem ocorrer também nos corpos dos pilares fissuras horizontais ou ligeiramente inclinadas; essas fissuras são susceptíveis de ocorrer quando os pilares são solicitados à flexo-compressão ou, num caso bem mais grave, podem ser indicativas da ocorrência de flambagem (Figura 35).

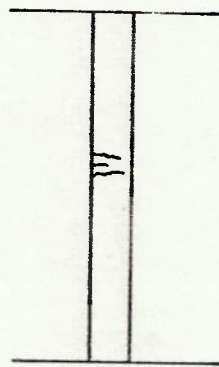


FIGURA 35 - Trincas horizontais no pilar indicando flexo-compressão ou flambagem

Já não tão raras são as ocorrências de fissuras inclinadas ou lascamentos nas cabeças de pilares prē-moldados (Figura 36), resultantes da concentração de tensões normais e tangenciais nessa região do pilar, no caso da inexistência de aparelho de apoio ou

mesmo de sua parcial ineficácia; esse fenômeno foi devidamente considerado na preparação do projeto da norma brasileira sobre estruturas de concreto pré-moldado<sup>(35)</sup>, prevendo-se a adição de uma armadura transversal complementar na cabeça do pilar, em função inclusive do tipo de aparelho de apoio adotado.

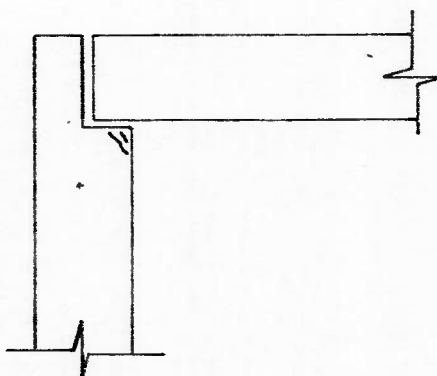


FIGURA 36 - Fissuras inclinadas na cabeça do pilar provocadas por concentração de tensões

#### 4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A FISSURAÇÃO DAS ALVENARIAS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO AXIAL

Nas alvenarias constituídas por tijolos maciços, em função de sua heterogeneidade (forma, composição, etc.) e da diferença de comportamento entre tijolos e argamassa de assentamento, são introduzidas sollicitações locais de flexão nos tijolos, podendo surgir fissuras verticais na alvenaria. Ocorre também que a argamassa de assentamento, apresentando deformações transversais mais acentuadas que os tijolos, introduz nos mesmos tensões de tração nas duas direções do plano horizontal, o que também pode levar ao fissuramento vertical da alvenaria.

No caso de alvenarias constituídas por blocos vazados, outras tensões importantes juntar-se-ão às precedentes. Para blocos com furos retangulares dispostos horizontalmente, Pereira da Silva<sup>(36)</sup> analisa que a argamassa de assentamento apresentará deformações axiais mais acentuadas sob as nervuras verticais do bloco, introduzindo-se como consequência sollicitações de flexão em suas nervu



ras horizontais, o que poderá inclusive conduzir à ruptura do bloco. Através da execução de ensaios de compressão axial em paredes constituídas por blocos cerâmicos com furos verticais, Gomes<sup>(37)</sup> relata a ocorrência de ruptura por tração de nervuras internas dos blocos, provavelmente causadas pela deformação transversal da argamassa. De maneira geral, a exemplo do que foi citado para os tijolos maciços, a fissuração típica das paredes axialmente carregadas é vertical, salvo exceções onde possam ocorrer o esmagamento da argamassa de assentamento, o esmagamento do tijolo maciço ou a fratura localizada de uma nervura muito esbelta de um bloco com furos horizontais.

Além da forma geométrica do componente de alvenaria, diversos outros fatores intervêm na fissuração e na resistência final de uma parede a esforços axiais de compressão, tais como: resistência mecânica dos componentes de alvenaria e da argamassa de assentamento; módulos de deformação longitudinal e transversal dos componentes de alvenaria e da argamassa; rugosidade superficial e porosidade dos componentes de alvenaria; poder de aderência, retenção de água, elasticidade e retração da argamassa; espessura, regularidade e tipo de junta de assentamento e, finalmente, esbeltez da parede produzida.

Em trabalho efetuado sobre alvenarias de blocos sílico-calcários, Sabbatini<sup>(38)</sup> resume considerações de diferentes pesquisadores sobre essas fontes de variação no comportamento final das alvenarias, através das quais chega-se às seguintes conclusões mais importantes:

- a) a resistência da alvenaria é inversamente proporcional à quantidade de juntas de assentamento;
- b) componentes assentados com juntas em amarração produzem alvenarias com resistência significativamente superior àquelas onde os componentes são assentados com juntas verticais aprumadas;
- c) a resistência da parede não varia linearmente com a resistência do componente de alvenaria e nem com a resistência da ar

gamassa de assentamento;

d) a espessura ideal da junta de assentamento situa-se em torno de 10 mm.

O principal fator que influi na resistência à compressão da parede é a resistênciã à compressão do componente de alvenaria; a influência da resistênciã da argamassa de assentamento é, ao contrário do que se poderia intuir, bastante menos significativa. Pesquisas desenvolvidas no B.R.E.<sup>(39)</sup>, tomando como referênciã a resistênciã à compressão de uma argamassa 1:3 (cimento e areia, em volume), revelam que o emprego de argamassas 90% menos resistentes que a argamassa de referênciã redundam em alvenarias apenas 20% menos resistentes que a alvenaria de referênciã, assentada com argamassa 1:3; a Figura 37, a seguir, ilustra as variações observadas.

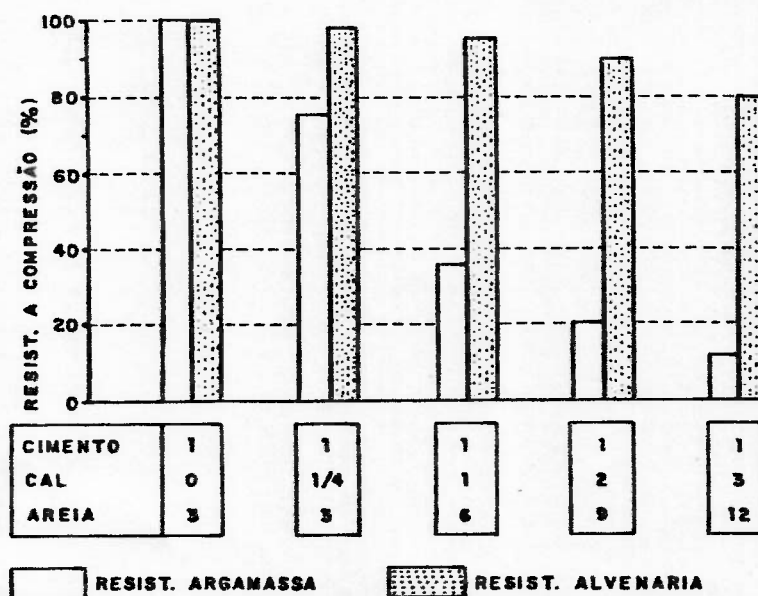


FIGURA 37 - Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência à compressão da argamassa<sup>(39)</sup>

Como regra geral, de acordo com Sahlin<sup>(16)</sup>, a resistência da parede em situações normais ficará compreendida entre 25% e 50% da resistência do componente de alvenaria. Diversos estudos experimentais já foram desenvolvidos em várias partes do mundo, buscando-se correlações entre as resistências mecânicas dos componentes de alvenaria, da argamassa de assentamento e da parede acabada; Sahlin<sup>(16)</sup> cita em seu trabalho várias formulações empíricas, algumas delas indicadas a seguir:

a) Fórmula de Haller

$$f_{cpa} = (\sqrt{1 + 0,15 f_{cb}} - 1)(8 + 0,048 f_{ca}) \quad (12)$$

onde:  $f_{cpa}$  = resistência à compressão da parede (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $f_{cb}$  = resistência à compressão do bloco (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $f_{ca}$  = resistência à compressão da argamassa (kgf/cm<sup>2</sup>)

b) Fórmula de Hermann

$$f_{cpa} = 0,45 \sqrt[3]{f_{ca} (f_{cb})^2} \quad (13)$$

c) Fórmula de Onisczyk

$$f_{cpa} = (0,33 f_{cb} + 1) \frac{0,1 f_{cb} + f_{ca}}{0,3 f_{cb} + f_{ca}} \quad (14)$$

Através dos diversos ensaios efetuados com alvenarias constituídas por blocos cerâmicos, Gomes<sup>(37)</sup> concluiu que as fórmulas empíricas geralmente super-estimam a resistência à compressão das paredes, o que vai contra a segurança da estrutura; já para fórmulas semi-empíricas adotadas por diversas entidades de normalização<sup>(40,41,42,43)</sup>, e que levam em conta a esbeltez da parede, o pesquisador verificou uma compatibilidade bastante razoável entre os valores estimados e os valores realmente obtidos em ensaios.

Considerando-se o coeficiente de segurança  $\gamma = 5$ , normalmente adotado pelas diversas normas para determinação da tensão admissível da alvenaria submetida à compressão axial, parece haver uma tendência internacional em estimar-se a resistência das alvenarias armadas e não armadas a partir da resistência à compressão de prismas, através da seguinte fórmula:

$$\bar{f}_{cpa} = 0,20 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad (15)$$

onde:  $\bar{f}_{cpa}$  = tensão admissível da parede comprimida

$h$  = altura da parede

$t$  = espessura da parede

$f'_m$  = resistência média à compressão de no mínimo 5 prismas constituídos por 2 blocos, assentados com a argamassa a ser empregada na obra; em função da relação entre a altura ( $h$ ) e a largura ( $d$ ) dos prismas, o valor de  $f'_m$  deve ser multiplicado pelos seguintes fatores:

. 0,86 para  $h/d = 1,5$

. 1,00 para  $h/d = 2,0$

. 1,20 para  $h/d = 3,0$

. 1,30 para  $h/d = 4,0$

. 1,37 para  $h/d = 5,0$

Conforme estudos de Pereira da Silva<sup>(36)</sup> e Pfeiffermann<sup>(44)</sup>, a introdução de uma taxa mínima de armadura (0,2%) na alvenaria não chega a aumentar significativamente a resistência à compressão da parede; entretanto, tal armadura melhora substancialmente o comportamento da alvenaria quanto à fissuração, normalmente provocada por atuação de cargas excêntricas, ocorrência de recalques diferenciados ou concentração de tensões.

No tocante a este último fator, especial atenção deverá ser dada à presença na alvenaria de aberturas de portas e janelas, em cu

jos cantos ocorre acentuada concentração de tensões pela perturbação no andamento das isostáticas. Utku<sup>(45)</sup> simulou, através de um programa de computador baseado na teoria dos elementos finitos, a atuação de cargas verticais e horizontais atuando à altura do respaldo de paredes com aberturas, supondo a parede constituída por material perfeitamente isotrópico e elástico; verificou que as concentrações de tensões, além da considerável magnitude, variam em função do tamanho e da localização da abertura na parede.

Para o caso de cargas verticais uniformemente distribuídas, por exemplo, tensões unitárias aplicadas no topo da parede chegam a triplicar-se ou mesmo a quadruplicar-se nas proximidades dos cantos superiores da abertura, podendo duplicar-se na região dos cantos inferiores. Nas Figuras 38, 39 40 e 41 a seguir são apresentados alguns fatores de majoração das tensões principais, obtidos por Utku<sup>(45)</sup>, através das quais poder-se-á visualizar a importância da localização da abertura e de seu tamanho em relação ao tamanho da parede.

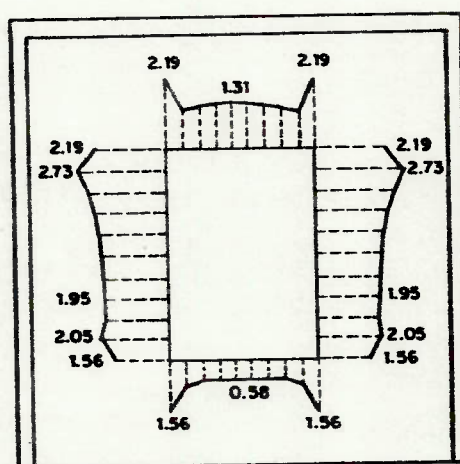


FIGURA 38 - Fatores de majoração das tensões ao longo de janela presente numa parede (relação entre comprimento e altura da parede = 1; relação entre comprimento da parede e comprimento da janela = 2,9).

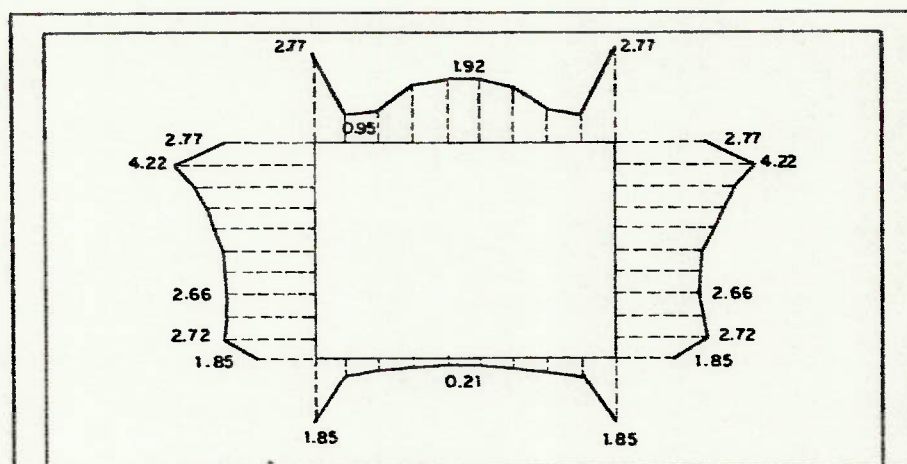


FIGURA 39 - Fatores de majoração das tensões ao longo de janela presente numa parede (relação entre comprimento e altura da parede = 2; relação entre comprimento da parede e comprimento da janela = 2,8)

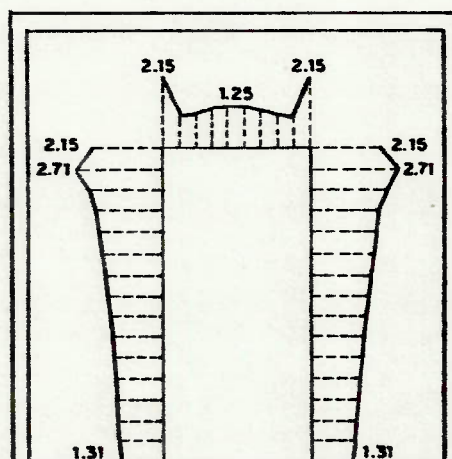


FIGURA 40 - Fatores de majoração das tensões ao longo de uma porta (relação entre comprimento e altura da parede = 1; porta no centro da parede)

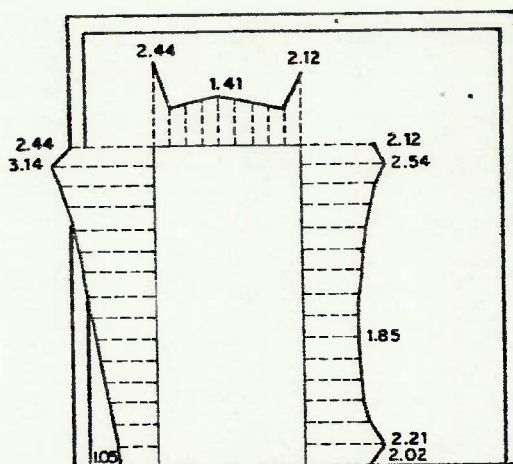


FIGURA 41 - Fatores de majoração das tensões ao longo de uma porta (relação entre comprimento e altura da parede = 1; porta deslocada em relação ao centro da parede)

#### 4.4 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE FISSURAS EM ALVENARIAS, DEVIDAS A SOBRECARGAS

Em trechos contínuos de alvenarias solicitadas por sobrecargas uniformemente distribuídas, dois tipos característicos de trincas podem surgir<sup>(46)</sup>:

- a) trincas verticais (caso mais típico), provenientes da deformação transversal da argamassa sob ação das tensões de compressão, ou da flexão local dos componentes de alvenaria (Figura 42).

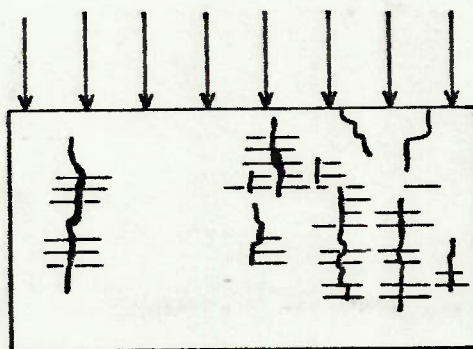


FIGURA 42 - Fissuração típica da alvenaria causada por sobrecarga vertical

- b) trincas horizontais, provenientes da ruptura por compressão dos componentes de alvenaria ou da própria argamassa de assentamento, conforme representado na Figura 43.

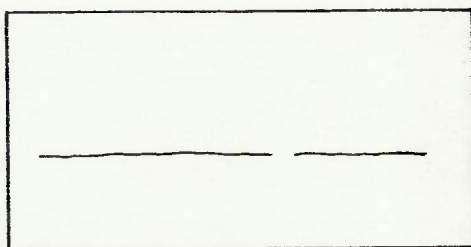


FIGURA 43 - Trincas horizontais na alvenaria provenientes de sobrecarga

A atuação de sobrecargas localizadas (concentradas) também pode provocar a ruptura dos componentes de alvenaria na região de aplicação da carga (Figura 44) ou o aparecimento de fissuras inclinadas a partir do ponto de aplicação (Figura 45); em função da resistência à compressão dos componentes de alvenaria é que poderá aparecer uma ou outra das anomalias citadas.

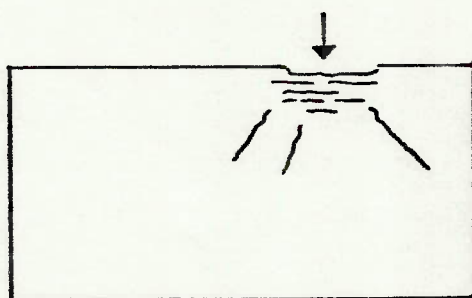


FIGURA 44 - Ruptura localizada da alvenaria sob o ponto de aplicação da carga



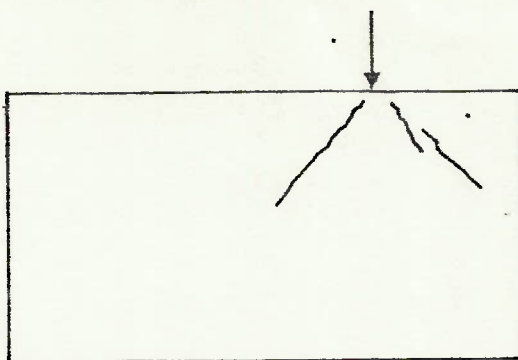


FIGURA 45 - Trincas inclinadas na alvenaria, a partir do ponto onde atua a carga concentrada

Nos painéis de alvenaria onde existem aberturas, as trincas formam-se a partir dos vértices dessa abertura e sob o peitoril; teoricamente, em função do caminhamento das isostáticas de compressão, a configuração das fissuras em uma parede assentada sobre suporte indeformável é aquela apresentada na Figura 46 a seguir:

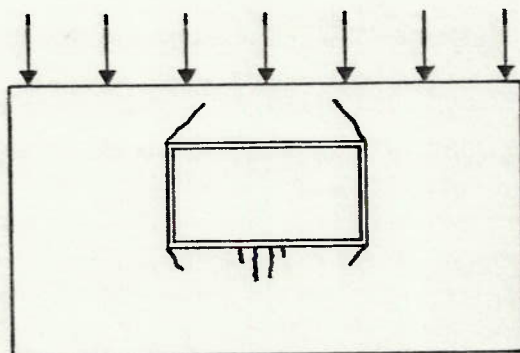


FIGURA 46 - Fissuração teórica no entorno de abertura, em parede solicitada por sobrecarga vertical

Essas trincas, entretanto, poder-se-ão manifestar segundo diversas configurações, em função da influência de uma gama enorme de fatores intervenientes, tais como: dimensões do painel de alvenaria, dimensões da abertura, posição que a abertura ocupa no painel, anisotropia dos materiais que constituem a alvenaria, dimen

sões e rigidez de vergas e contra-vergas, etc. A maior deformação da alvenaria e a eventual deformação do suporte nos trechos mais carregados da parede (fora das aberturas), contudo, originam nos casos reais trincas com as configurações indicadas na Figura 47 abaixo.

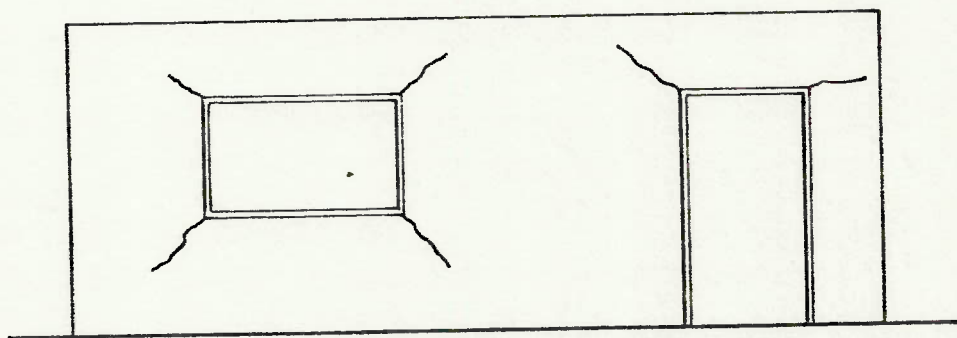


FIGURA 47 - Fissuração típica (real) nos cantos das aberturas, sob atuação de sobrecargas

## CAPITULO 5

## FISSURAS CAUSADAS POR DEFORMABILIDADE EXCESSIVA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: MECANISMOS DE FORMACAO E CONFIGURACOES TIPICAS

## 5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A DEFORMABILIDADE DE COMPONENTES SUBMETIDOS À FLEXÃO

Com a evolução da tecnologia do concreto armado, representada pela fabricação de aços com grande limite de elasticidade, produção de cimentos de melhor qualidade e desenvolvimento de métodos refinados de cálculo, as estruturas foram se tornando cada vez mais flexíveis, o que torna imperiosa a análise mais cuidadosa das suas deformações e de suas respectivas consequências.

Não se tem observado, em geral, problemas graves decorrentes de deformações promovidas por solicitações de compressão (pilares), cisalhamento ou torção; a ocorrência de flechas em componentes flechados tem causado, entretanto, repetidos e graves transtornos aos edifícios, verificando-se, em função da deformação de componentes estruturais, frequentes problemas de compressão de caixilhos, empoçamento de água em vigas-calha ou lajes de cobertura, destacamento de pisos cerâmicos e ocorrência de trincas em paredes.

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob ação do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob efeito da retração e da deformação lenta do concreto. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer em nada sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção; tais flechas, entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou outros componentes que integram os edifícios.

A norma brasileira para projeto e execução de obras de concreto armado<sup>(25)</sup> estipula as máximas flechas permissíveis para vigas e

lajes (alínea C, item 4.2.3.1):

- a) "as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não ultrapassarão  $1/300$  do vão teórico, exceto no caso de balanços para os quais não ultrapassarão  $1/150$  do seu comprimento teórico";
- b) "o deslocamento causado pelas cargas acidentais não será superior a  $1/500$  do vão teórico e  $1/250$  do comprimento teórico dos balanços".

Ainda em seu item 4.2.3, a NBR 6118 estipula que no cálculo das flechas deverão ser levadas em conta a retração e a deformação lenta do concreto; faz-se uma breve menção de que "no projeto, especial atenção deverá ser dada à verificação da possibilidade de ser atingido o estado de deformação excessiva, a fim de que as deformações não possam ser prejudiciais à estrutura ou a outras partes da construção".

Na prática, parece que essa recomendação da norma NBR 6118 não tem recebido a devida atenção por parte dos calculistas brasileiros, presenciando-se frequentemente casos de fissuras em alvenarias provocadas pelas flechas dos componentes estruturais. Atendidos os critérios de segurança, faz-se em geral a verificação das flechas no regime elástico, sem considerar-se a fissuração da peça e a deformação lenta do concreto; nesse último aspecto, normalmente são negligenciadas considerações sobre as propriedades reológicas do concreto a ser empregado, as condições climáticas do local da obra e a idade em que a estrutura será colocada em serviço.

Diversas instituições de pesquisa tem estudado o fenômeno da deformação lenta do concreto, considerando a influência dos fatores que foram mencionados; tais influências são indicadas nas Figuras 48, 49 e 50 a seguir, conforme dados obtidos pelo Building Research Station<sup>(47)</sup> para concretos com agregados normais, isto é, rocha britada.

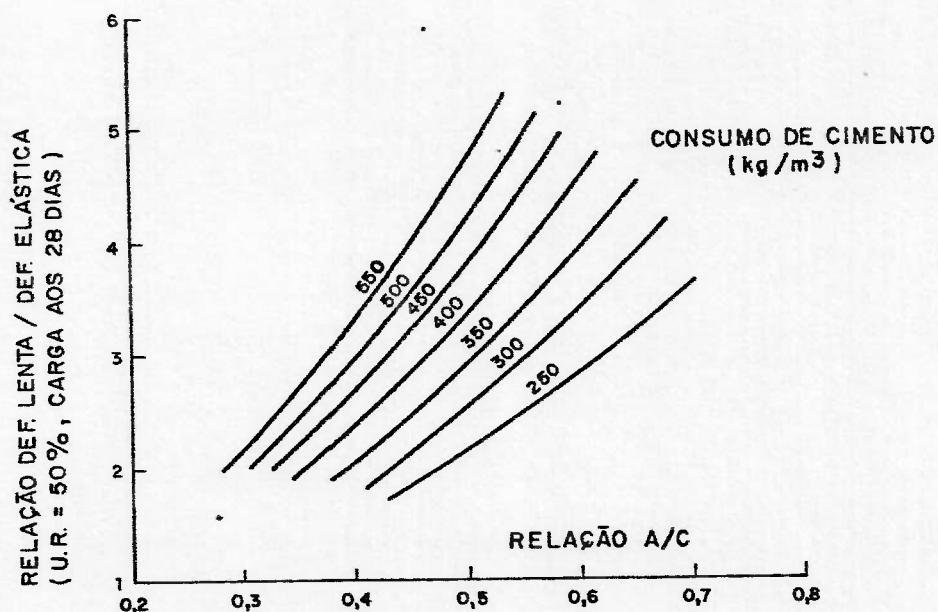


FIGURA 48 - Relação entre deformação lenta e deformação elástica para concretos de diferentes dosagens (47)

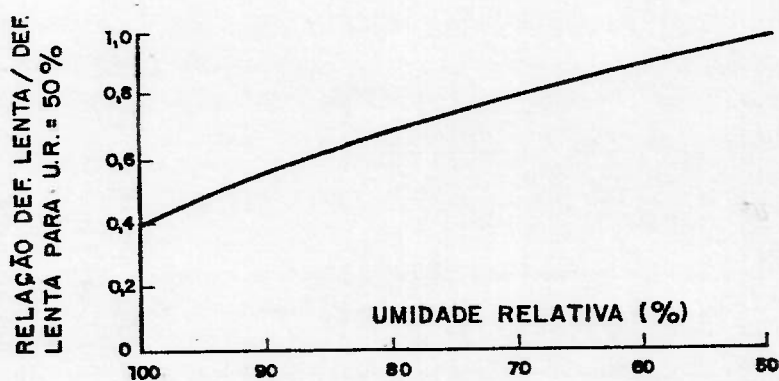


FIGURA 49 - Influência da umidade relativa do ar na deformação lenta do concreto (47)

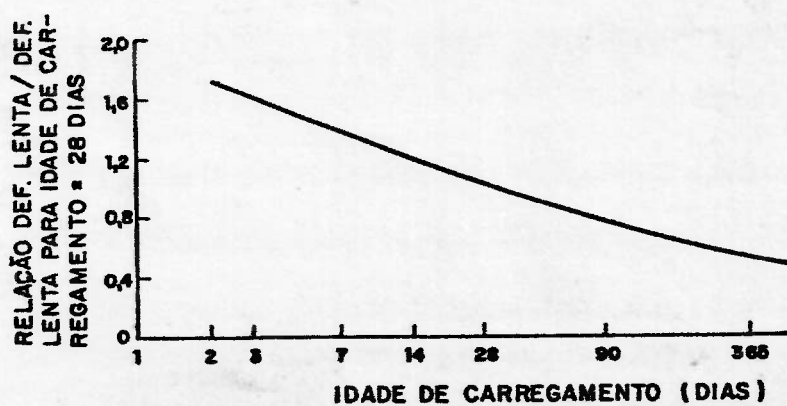


FIGURA 50 - Influência da idade de colocação em serviço da estrutura na deformação lenta do concreto (47)

Ao que tudo indica, as alvenarias são os componentes da obra mais susceptíveis à ocorrência de fissuras pela deformação do suporte. Pfeffermann<sup>(3,4)</sup> realizou estudos com alvenarias de tijolos de barro (paredes com 7,50 m de comprimento e 2,50 m de altura), constatando o aparecimento das primeiras fissuras na alvenaria quando a flecha da viga suporte era de apenas 6,54 mm, ou seja, 1/1.150. Este autor cita ainda que tem constatado o aparecimento de fissuras nas alvenarias mesmo com flechas da ordem de 1/1.500.

As prescrições belgas, bastante severas, recomendam que a flecha relativa instantânea de lajes sobre as quais se apoiam paredes não ultrapasse a 1/2.500; Mathez, da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeffermann<sup>(1)</sup>, recomenda que a flecha máxima em lajes de piso não ultrapasse a 1/1.000.

Não existe um consenso sobre os valores admissíveis das flechas, quer para vigas ou lajes onde serão apoiadas alvenarias, quer para lajes sobre as quais serão executados pisos cerâmicos (a deflexão da laje pode provocar o destacamento dos ladrilhos); os valores anteriormente comentados são, contudo, muito inferiores aos valores de flechas admitidos pela NBR 6118. Existe na realidade a necessidade de que sejam efetuados prolongados estudos práticos, através dos quais poder-se-ão compatibilizar as deformações das estruturas com as deformações dos demais componentes da construção.

## 5.2 PREVISÃO DE FLECHAS EM COMPONENTES FLETIDOS

O cálculo exato das flechas que ocorrerão nos componentes estruturais é tarefa praticamente impossível de ser realizada devido aos inúmeros fatores intervenientes, tal como a variação do módulo de deformação do concreto com o passar do tempo. Na previsão da flecha de um componente fletido, é essencial contudo que sejam distinguidos:

a) a parcela da flecha que se manifesta antes da fissuração do

concreto e a parcela que se manifesta após a fissuração;

- b) a parcela da flecha que se manifesta imediatamente após o carregamento (flecha instantânea) e a parcela da flecha que se manifestará ao longo do tempo, pela deformação lenta do concreto.

Para determinação da parcela da flecha que se desenvolve após a fissuração do concreto, uma das primeiras dificuldades que se apresentam é a determinação da posição do eixo neutro, a qual varia em função da extensão das fissuras. Para vigas de seção retangular, Franz<sup>(33)</sup> sugere a seguinte formulação para determinação dessa posição e para o cálculo do momento de inércia da peça fissurada, considerando a seção de concreto que permanece íntegra e a seção da armadura que compõe o tirante:

$$x = d \left( \sqrt{2n \rho_r + (n \rho_r)^2} - n \rho_r \right) \quad (16)$$

$$I_r = \frac{b x^3}{3} + n A_s (d-x)^2 \quad (17)$$

onde:  $x$  = distância entre o eixo neutro e a fibra mais comprimida

$I_r$  = momento de inércia da peça fissurada

$d$  = altura útil da viga

$b$  = largura da viga

$n$  = relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto ( $E_s/E_c$ )

$\rho_r$  = taxa geométrica de armadura

$A_s$  = área da armadura tracionada

Importantes formulações teóricas, corrigidas por coeficientes obtidos em estudos experimentais, tem sido desenvolvidas ao longo do tempo para a previsão de flechas em vigas fissuradas de concre

to armado; Branson<sup>(26)</sup> e Pfeiffermann<sup>(2)</sup> analisam diversas dessas formulações semi-empíricas, duas delas transcritas a seguir:

a) Método de Jager:

Este método, que era antigamente adotado pelo C.E.B., baseia-se num andamento bi-linear para a curva momento atuante x flecha desenvolvida, com ponto de inflexão coincidente com o momento de fissuração ( $M_r$ ) da viga; para taxas de armadura relativamente altas, o método desconsiderava a inflexão mencionada, resultando portanto as seguintes expressões:

a.1) para  $\rho_r \geq 0,005$  (vigas de seção retangular)

$\rho_r \geq 0,001$  (vigas Tê com  $b_f/b_w \geq 10$ )

$$f_i = \frac{\beta M_k \ell^2}{E_c \cdot E_s A_s d^2 (1 - 2,67\rho + 1,33 \rho^2)} \quad (18)$$

a.2) para  $\rho_r < 0,005$  (vigas de seção retangular)

$\rho_r < 0,001$  (vigas Tê com  $b_f/b_w \geq 10$ )

$$f_i = \beta \ell^2 \left[ \frac{M_r}{E_c I_g} + \frac{M_k - M_r}{0,75 E_s A_s d^2 (1 - 2,67\rho + 1,33 \rho^2)} \right] \quad (19)$$

onde:  $f_i$  = flecha instantânea da viga fissurada

$\beta$  = coeficiente elástico, função da natureza do carregamento e do tipo de apoio da viga

$M_k$  = momento fletor de serviço

$M_r$  = momento de fissuração

$\ell$  = vão teórico da viga

$I_g$  = momento de inércia da seção homogeneizada

$I_r$  = inércia da peça fissurada

$b_f$  = largura da mesa de vigas Tê.



$b_w$  = largura da nervura de vigas Tê

$d$  = altura útil da viga

$E_c$  = módulo de deformação do concreto

$E_s$  = módulo de deformação do aço

$A_s$  = área da armadura tracionada

$\rho_r$  = taxa geométrica de armadura

$\rho$  = taxa mecânica de armadura ( $\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}}$ )

### b) Método de Rousseff

A partir de uma série bastante grande de ensaios, Rousseff constatou que a formulação proposta por Jager subestimava as flechas realmente desenvolvidas, principalmente quando se ultrapassava o valor  $0,5 M_r$ . Em função disso, o autor propôs um andamento parabólico para a curva momento atuante x flecha no intervalo  $0,5 M_r$  a  $1,5 M_r$ , resultando seu método nas seguintes expressões:

$$b.1) 0,5 M_r < M_k \leq 1,5 M_r$$

$$f_i = \frac{\beta l^2}{K_0} \left[ K_1 M_k + \frac{(1,667 - K_1)}{M_r} \frac{(M_k - 0,5 M_r)^2}{2} \right] \quad (20)$$

$$b.2) M_k > 1,5 M_r$$

$$f_i = \frac{\beta l^2}{k_0} \left[ k_1 M_k + (1,667 - k_1) (M_k - M_r) \right] \quad (21)$$

$$\text{onde: } K_0 = E_s \cdot A_s \cdot d^2 (1 - 2,67 \rho + 1,33 \rho^2)$$

$$K_1 = K_0 / E_c \cdot I_g$$

demais símbolos: mesmo significado apresentado na alínea "a" precedente.

A variação da flecha ao longo do tempo está associada à retração e à deformação lenta do concreto. O mecanismo da deformação lenta é bastante complexo: nele intervêm, por exemplo, as deformações diferenciadas entre a pasta de cimento e os agregados, a intensidade e a natureza das cargas aplicadas, a presença ou não de armadura na zona comprimida das peças, as condições de umidade e temperatura a que estarão sujeitas as peças, a retração do concreto (que por sua vez é função da relação água/cimento empregada e das condições de cura), etc.

Calcular-se a parcela da flecha provocada pela deformação lenta do concreto é, portanto, bastante difícil. Para vigas sem armadura de compressão, pode-se admitir que a parcela da flecha oriunda da deformação lenta do concreto seja aproximadamente duas vezes a flecha instantânea  $f_g$  calculada para as cargas permanentes e para as sobrecargas fixas, que em última instância são as que provocam a deformação lenta do concreto. Partindo desse pressuposto, a flecha final  $f_\infty$ , representada na Figura 51, seria equacionada por:

$$f_\infty \equiv f_i + 2 \cdot f_g \quad (22)$$

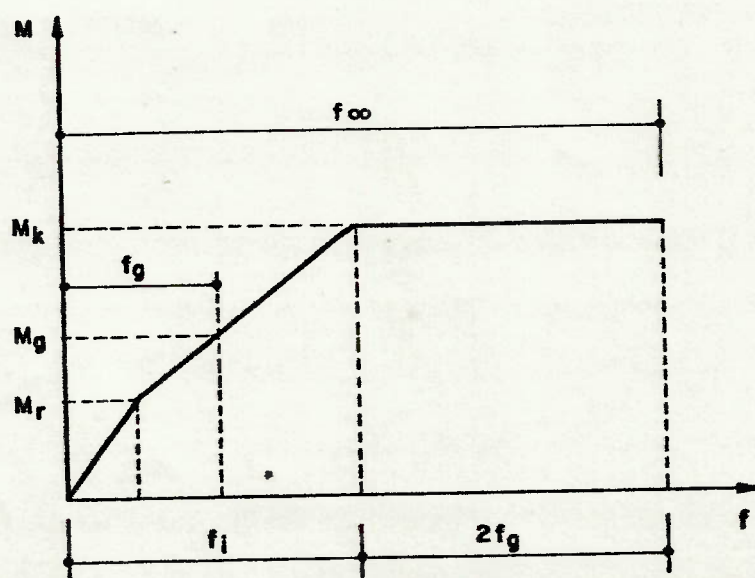


FIGURA 51 - Flecha final numa viga fletida, considerando a fissuração e a deformação lenta do concreto

Algumas entidades, em função da presença de armaduras de compressão ou da qualidade do concreto, adotam fatores multiplicativos diferenciados para o encurtamento do concreto na deformação lenta:

a) American Concrete Institute (Building Code);

- .  $A'_s/A_s = 0$ : fator multiplicativo = 3
- .  $A'_s/A_s = 0,5$ : fator multiplicativo = 2,2
- .  $A'_s/A_s = 1$ : fator multiplicativo = 1,8

b) Normas belgas (NBN 15);

- .  $100 \text{ kgf/cm}^2 < f_{cj} < 200 \text{ kgf/cm}^2$ : fator multiplicativo = 4
- .  $200 \text{ kgf/cm}^2 < f_{cj} < 350 \text{ kgf/cm}^2$ : fator multiplicativo = 3
- .  $f_{cj} > 350 \text{ kgf/cm}^2$ : fator multiplicativo = 2

A norma brasileira para cálculo e execução de estruturas de concreto armado<sup>(25)</sup> admite que a flecha provocada pela deformação lenta do concreto pode ser avaliada como o produto da respectiva flecha instantânea ( $f_i$ ) pela relação das curvaturas final e inicial na seção de maior momento em valor absoluto, supondo-se que o alongamento  $\epsilon_s$  do aço permaneça constante e que o encurtamento do concreto quando da estabilização da deformação lenta corresponda a 3 vezes o seu encurtamento inicial  $\epsilon_c$ . Nessas condições, a flecha total ( $f_\infty$ ) é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$f_\infty = f_i + f_i \left[ \frac{3|\epsilon_c| + \epsilon_s}{|\epsilon_c| + \epsilon_s} \right] \quad (23)$$

Levando em conta praticamente todos os fatores intervenientes na flexão de vigas e lajes, o C.E.B. apresentou mais recentemente ao meio técnico, através de seu "Manuel de Calcul: fissuration et

deformations" (32), uma formulação bastante refinada para o cálculo de flechas, com possibilidade inclusive de levar-se em conta as parcelas resultantes da atuação de esforços cortantes e da deformação de vigas perimetrais submetidas à torção. Essa formulação, embora não muito complexa, é relativamente extensa, apresentando diversos abacos e tabelas que auxiliam os cálculos; por esse motivo, não será aqui apresentada.

### 5.3 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE TRINCAS PROVOCADAS PELA FLEXÃO DE VIGAS E LAJES

Os componentes do edifício mais susceptíveis à flexão de vigas e lajes são, como já foi dito anteriormente, as alvenarias; para paredes sem aberturas de portas e janelas, existem três configurações típicas de trincas, a saber:

- a) O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior (Figura 52)

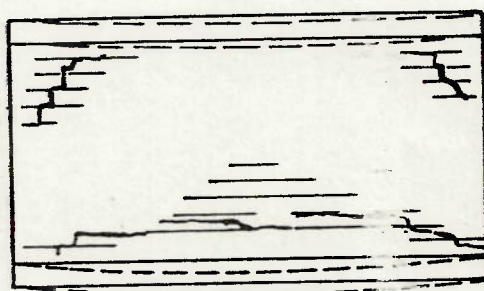


FIGURA 52 - Trincas em parede de vedação: deformação do suporte maior que a deformação da viga superior

Surgem trincas inclinadas nos cantos superiores da parede, oriundas do carregamento não uniforme da viga superior sobre o painel, já que existe a tendência de ocorrer maior carregamento junto aos cantos das paredes. Na parte inferior do painel normalmente surge

uma trinca horizontal; quando o comprimento da parede  $\bar{e}$  superior  $\bar{a}$  sua altura aparece o efeito de arco e a trinca horizontal desvia-se em direçãõ aos v\u00e9rtices inferiores do painel (normalmente o que se pode observar, contudo,  $\bar{e}$  somente o trecho horizontal da trinca). Para alvenarias com boa resist\u00eancia  $\bar{a}$  traçãõ e ao cisalhamento, o painel pode permanecer apoiado nas extremidades da viga (efeito de arco), resultando uma fresta entre a base da alvenaria e a viga suporte.

b) o componente de apoio deforma-se menos que o componente superior (Figura 53)

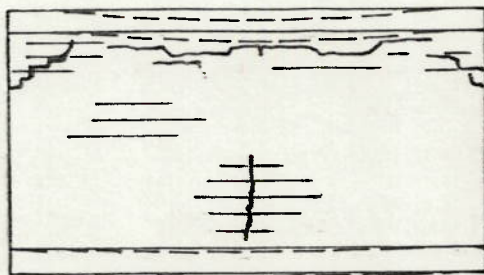


FIGURA 53 - Trincas em parede de vedação: deformação do suporte inferior  $\bar{a}$  deformação da viga superior

Neste caso, a parede comporta-se como viga, resultando fissuras semelhantes  $\bar{a}$ quelas apresentadas para o caso de flexão de vigas de concreto armado (item 4.2.1).

c) o componente de apoio e o componente superior apresentam deformações aproximadamente iguais

Nessa circunstância a parede  $\bar{e}$  submetida principalmente a tensões de cisalhamento, comportando-se o painel de maneira idêntica  $\bar{a}$ quela comentada para vigas de concreto deficientemente armadas contra o cisalhamento (item 4.2.1); as fissuras iniciam-se nos v\u00e9rti

ces inferiores do painel, propagando-se aproximadamente a  $45^\circ$ , conforme ilustrado na Figura 54.

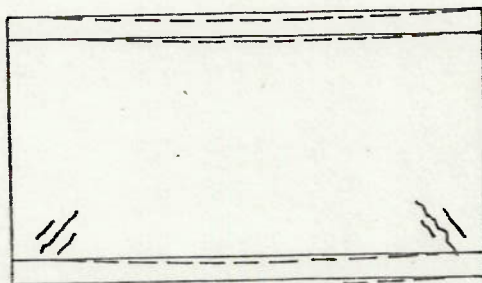


FIGURA 54 - Trincas em parede de vedação: deformação do suporte idêntica à deformação da viga superior

Nas alvenarias de vedação com presença de aberturas, as fissuras poderão ganhar configurações diversas, em função da extensão da parede, da intensidade da movimentação, do tamanho e da posição dessas aberturas; em geral, podem ser observadas manifestações idênticas às aquelas representadas na Figura 55.

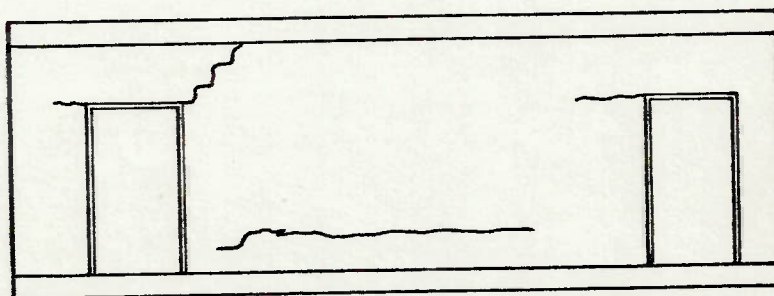


FIGURA 55 - Trincas em parede com aberturas, causadas pela deformação dos componentes estruturais

Deflexões de vigas ou lajes sobre as quais apoiam-se paredes constituídas por painéis pré-fabricados, provocarão destacamentos e fissuras de cisalhamento entre os painéis, conforme ilustrado na Figura 56.

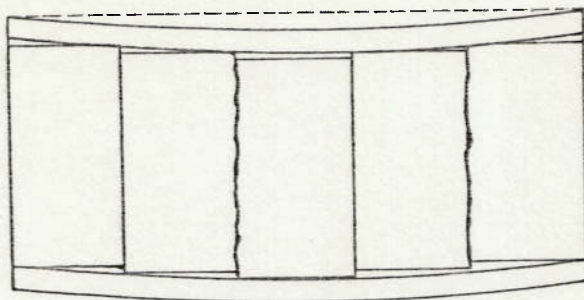


FIGURA 56 - Cisalhamento entre painéis pré-fabricados, provocado pela deflexão dos componentes estruturais

Um caso bastante típico de fissuração provocada pela falta de rigidez estrutural é aquele que se observa nas regiões em balanço de vigas, problema particularmente importante em edifícios sobre pilotis, onde o balanço é intencionalmente utilizado para alívio dos momentos positivos; a deflexão da viga na região em balanço normalmente provoca o aparecimento de fissuras de cisalhamento na alvenaria e o destacamento entre a parede e a estrutura, conforme indicado na Figura 57.

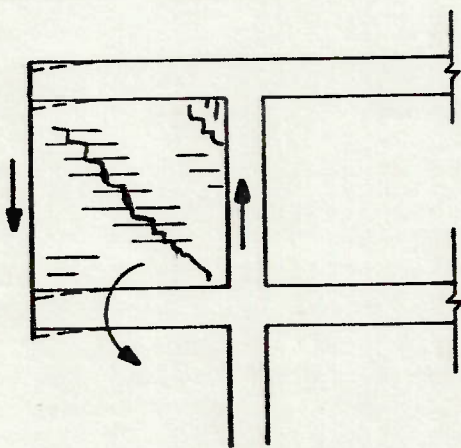


FIGURA 57 - Trincas na alvenaria, provocadas por deflexão da região em balanço da viga

Outro caso típico de fissuração, este em alvenarias portantes, é aquele provocado pela excessiva deformação de lajes ancoradas nas paredes, introduzindo nas mesmas esforços de flexão lateral; sob essa solicitação, desenvolve-se próxima à base da parede uma trinca horizontal, que se estende praticamente por toda extensão da parede (Figura 58).

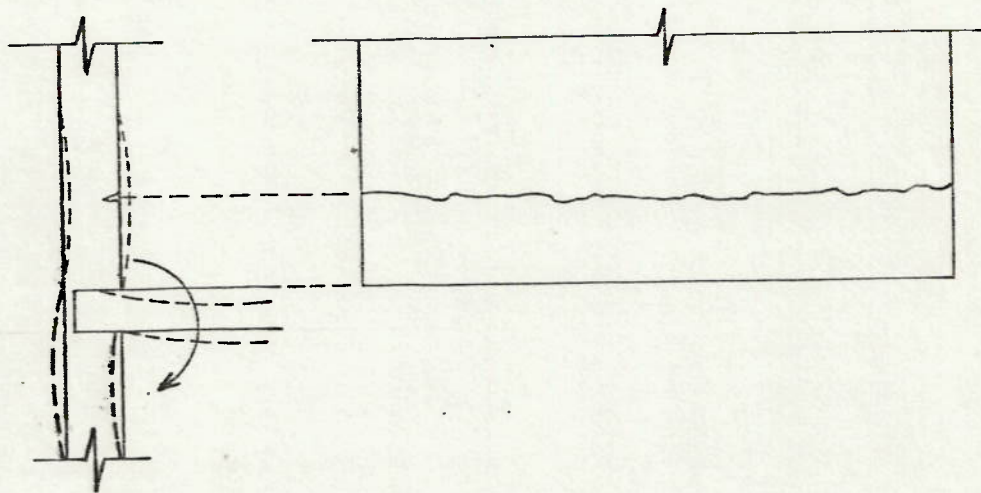


FIGURA 58 - Trinca horizontal na base da parede provocada pela de formação excessiva da laje

A deformação excessiva de lajes, como comentado anteriormente, pode ainda provocar a fissuração ou o destacamento de pisos cerâmicos ou mesmo de outros pisos rígidos; nesse caso, o piso passa a trabalhar como capa de compressão da laje, produzindo-se fissuras, lascamentos e destacamentos no piso, conforme representado na Figura 59.

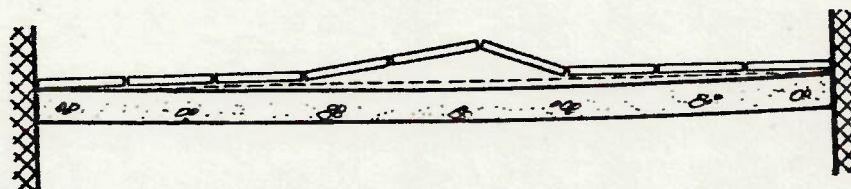


FIGURA 59 - Destacamento de piso cerâmico devido à excessiva de formação da laje



## CAPITULO 6

### FISSURAS CAUSADAS POR RECALQUES DE FUNDACAO: MECANISMOS DE FORMACAO E CONFIGURACOES TIPICAS

#### 6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A DEFORMABILIDADE DOS SOLOS E A RIGIDEZ DOS EDIFÍCIOS

Até passado não muito remoto, as fundações dos edifícios eram dimensionadas pelo critério de ruptura do solo, apresentando as construções cargas que geralmente não excediam a 500 Tf; ao mesmo tempo que as estruturas iam ganhando esbeltez, conforme enfocado no capítulo anterior, os edifícios iam ganhando maior altura, chegando-se em nossos dias a obras cuja carga total sobre o solo já chegou a atingir 20 000 Tf. Dentro desse quadro, é imprescindível uma mudança de postura para o cálculo e dimensionamento das fundações dos edifícios.

De acordo com Vitor Mello<sup>(48)</sup>, apenas em argilas de baixa plasticidade o critério de cálculo condicionante é o de ruptura (principalmente perante carregamentos rápidos como os verificados em silos, decimbramento de pontes, etc.); já em argilas de alta plasticidade, os recalques acentuam-se, passando em geral a ser condicionante o critério de recalques admissíveis. Em siltes e areias, solos com significativos coeficientes de atrito interno, o critério de ruptura só pode ser condicionante para sapatas muito pequenas; em construções de maior porte automaticamente passa a ser condicionante o critério de recalques.

A capacidade de carga e a deformabilidade dos solos não são constantes, sendo função dos seguintes fatores mais importantes<sup>(49)</sup>:

- tipo e estado do solo (areia nos vários estados de compactidade ou argilas nos vários estados de consistência);

- disposição do lençol freático;
- intensidade da carga, tipo de fundação (direta ou profunda) e cota de apoio da fundação;
- dimensões e formato da placa carregada (placas quadradas, retangulares, circulares);
- interferência de fundações vizinhas.

Os solos são constituídos basicamente por partículas sólidas, emtreçadas por água, ar e não raras vezes material orgânico; sob efeito de cargas externas todos os solos, em maior ou menor proporção, se deformam. No caso em que estas deformações sejam diferenciadas ao longo do plano das fundações de uma obra, tensões de grande intensidade serão introduzidas na estrutura da mesma, podendo gerar o aparecimento de trincas.

Se o solo for uma argila dura ou uma areia compacta, os recalques decorrem essencialmente de deformações por mudança de forma, função da carga atuante e do módulo de deformação do solo; no caso de solos fofos e moles, os recalques são provenientes basicamente da sua redução de volume, já que a água presente no bulbo de tensões das fundações tenderá a percolar para regiões sujeitas a pressões menores.

Denomina-se "consolidação" ao fenômeno de mudança de volume do solo por percolação da água presente entre seus poros. Para os solos altamente permeáveis como as areias, a consolidação e, portanto, os recalques acontecem em períodos de tempo relativamente curtos após serem solicitados; já para os solos menos permeáveis, como as argilas, a consolidação ocorre de maneira bastante lenta, ao longo de vários anos. Mesmo camadas delgadas de argila entre maciços rochosos estarão sujeitas a esse fenômeno.

Para as fundações diretas, a intensidade dos recalques dependerá não só do tipo de solo, mas também das dimensões do componente da

fundação. Para as areias, onde a capacidade de carga e o módulo de deformação aumentam rapidamente com a profundidade, existe a tendência de que os recalques ocorram com mesma magnitude, tanto para placas estreitas como para placas mais largas (Figura 60).

Para os solos com grande coesão<sup>(49)</sup>, onde os parâmetros de resistência e deformabilidade não variam tanto com a profundidade, pode-se raciocinar hipoteticamente que uma sapata com maior área apresentará maiores recalques que uma outra, menor, submetida à mesma pressão, pois o bulbo de pressões induzidas no terreno na primeira sapata alcança maior profundidade; na Figura 60 representa-se esse comportamento hipotético através de gráficos pressão x recalque para placas com diferentes dimensões.

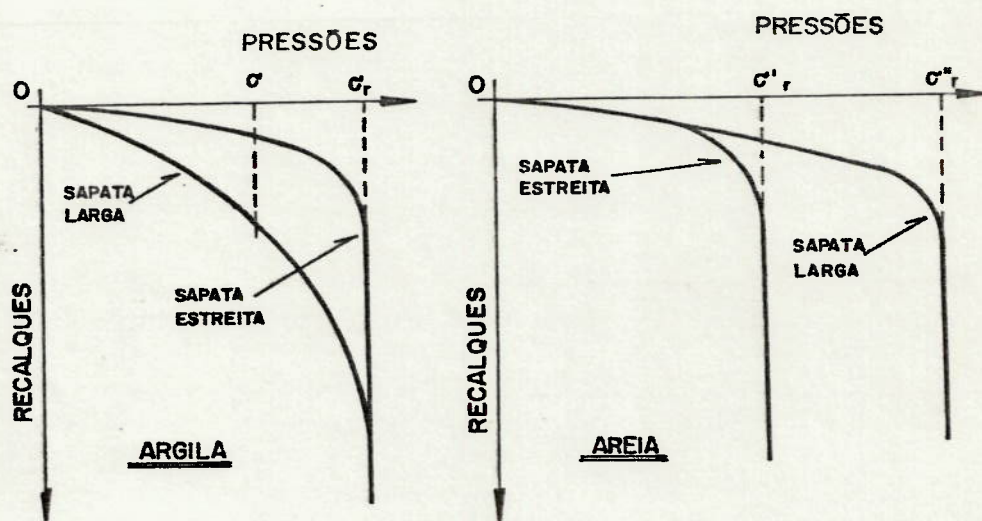


FIGURA 60 - Gráficos teóricos pressão x recalque de sapatas apoiadas em argilas e areias<sup>(49)</sup>

Na realidade, segundo Bowles<sup>(50)</sup>, o módulo de deformação  $E_s$  do solo e a própria profundidade de influência da fundação variam com uma série de propriedades do solo, principalmente com a estratificação de camadas, a massa específica do solo e eventuais estados de pré-adensamento; em razão disso, a predição do verdadeiro módulo de deformação do solo e, em consequência, a avaliação do recalque real que ocorrerá na sapata carregada é tarefa bastante di-

fácil.

Para as fundações profundas, onde, até bem pouco tempo, supunha-se não serem importantes os recalques diferenciados, a prática vem demonstrando que existem situações particularmente desfavoráveis, onde podem ocorrer recalques bastante significativos. Mello<sup>(48)</sup> cita como exemplos dessas situações o efeito de agrupamento de estacas, as estacas flutuantes e as estacarias muito profundas; lembra ainda que o máximo atrito lateral mobilizado ocorre para pequenos recalques, independentemente do diâmetro do componente de fundação, ou seja, ultrapassados esses pequenos limites, haverá uma grande probabilidade de ocorrerem recalques intensos.

Um outro fator importante que regula o comportamento das fundações profundas é o atrito negativo; nas construções que se assentam sobre seções mistas de corte e aterro este fenômeno pode dar origem a recalques diferenciados de considerável intensidade. Quando as estacas atravessam uma camada de solo em vias de adensamento e apoiam-se em terrenos subjacentes pouco compressíveis<sup>(49)</sup>, elas irão recebendo, à medida que se processa o recalque daquele solo, um acréscimo de carga proveniente do peso do solo em movimento descendente, traduzido por tensões de atrito ao longo das paredes das estacas (Figura 61).

O adensamento da camada de argila pode provir, além do lançamento de aterros, de outras fontes: construção de novos edifícios adjacentes à estacaria e apoiados em fundações rasas, acréscimo de pressões efetivas devido a um rebaixamento do lençol freático, etc. Convém frisar ainda que mesmo sem qualquer desses carregamentos externos, o simples amolgamento provocado pela própria cravação das estacas pode ser responsável pelo atrito negativo, visto que as argilas pouco consistentes tornam a adensar sob seu peso próprio após amolgadas.

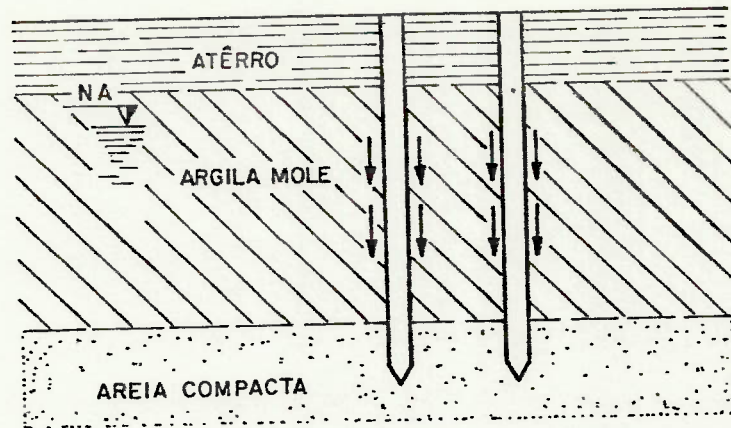


FIGURA 61 - Atrito negativo em estacas, pelo amolgamento da camada de argila mole

O comportamento do edifício ante a ocorrência de recalques diferenciados depende de interações extremamente complexas entre sua estrutura, a estrutura da fundação e o solo de suporte; nesse sentido, uma estrutura poderá ter comportamento flexível quando apoiada sobre um solo pouco deformável, ao passo que tenderá a comportar-se como um corpo rígido se apoiada em solo muito deformável. Em geral, ante a ação de recalques diferenciados, há grande probabilidade das estruturas lineares desempenharem-se de maneira flexível, predominando nas paredes de fechamento tensões de cisalhamento, enquanto que as alvenarias portantes, não armadas, apresentam comportamento muito mais próximo da rigidez.

Assumindo comportamento elástico para uma alvenaria não armada, presumindo fundação constituída por sapatas corridas e adotando modelos lineares e não-lineares para o solo, MacLeod e Abu-El-Magd<sup>(51)</sup> analisaram as tensões e deformações que ocorreriam teoricamente em edifícios com 4 pavimentos (relação comprimento/altura = 2 e relação comprimento/altura = 5), em função dos recalques desenvolvidos; concluíram ser impossível a predição quantitativa das tensões e das fissuras que se desenvolveriam no corpo das paredes. Tal conclusão, aliás, é a mesma a que chegaram Bowles<sup>(50)</sup> e Perloff<sup>(52)</sup>.

Do ponto de vista qualitativo, contudo, algumas conclusões impor

tantes foram obtidas com esse estudo, apresentando-se a seguir algumas delas:

- a falta de homogeneidade do solo ao longo de edifícios muito extensos, com carregamento uniformemente distribuído, é provavelmente o fator mais importante na ocorrência de recalques diferenciados que provocarão a fissuração das paredes;
- em paredes com altura "h" e comprimento "b" entre contraventamentos, providas de janelas com altura " $h_w$ " e comprimento " $b_w$ ", relações  $h_w/h > 0,4$  ou  $b_w/b > 0,4$  farão com que os trechos de alvenaria sobre as aberturas comportem-se francamente como vigas, predominando as tensões de tração no centro das aberturas e as tensões de cisalhamento nas proximidades dos apoios;
- para essa configuração de aberturas, em edifícios uniformemente carregados apoiados sobre solos homogêneos, as tensões máximas ocorrerão nas "vigas" superiores, nas extremidades da obra (regiões onde aparecem os maiores esforços cortantes); se o edifício apresentar um carregamento maior na sua região central, as tensões máximas desenvolver-se-ão nas "vigas" centrais;
- o comportamento do edifício sô se torna mais flexível, proporcionando portanto melhor absorção das tensões introduzidas pelos recalques, mediante o aumento do seu comprimento; a adoção de aberturas com grandes dimensões ( $h_w/h > 0,4$  ou  $b_w/b > 0,4$ ), o que aparentemente diminui a rigidez da obra, torna-a ainda mais susceptível às tensões de cisalhamento que se desenvolvem ao redor das aberturas;
- a introdução de armaduras na alvenaria pode melhorar sensivelmente seu comportamento frente às tensões de tração e de cisalhamento, mesma conclusão a que chegaram Pereira da Silva<sup>(36)</sup>, Gomes<sup>(37)</sup> e Pfeffermann<sup>(44)</sup> através de estudos experimentais.

De acordo com Bjerrum<sup>(53)</sup>, exatamente em função da dificuldade de prever-se a real distribuição de pressões num solo constituído por camadas compressíveis heterogêneas, a previsão correta dos recalques diferenciados só poderá ser feita por meio de intensas observações de campo. Analisando diversos casos de recalques ocorridos em edifícios uniformemente carregados, apoiados sobre camadas de solo com alturas bem regulares, Bjerrum verificou que, para as areias, os recalques diferenciados são da mesma ordem de grandeza dos recalques absolutos; já para as argilas este comportamento é distinto, traduzindo o autor o resultado de suas investigações no gráfico apresentado na Figura 62.

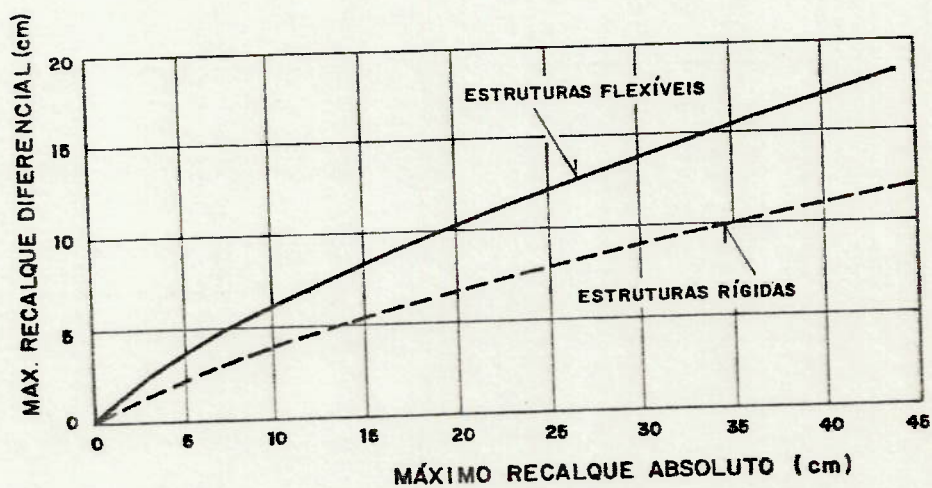


FIGURA 62 - Variação dos recalques absolutos e diferenciados, em edifícios assentados sobre argilas<sup>(53)</sup>

## 6.2 MODELOS PARA A ESTIMATIVA DE RECALQUES

A estimativa dos recalques absolutos que ocorrerão numa fundação é tarefa extremamente difícil, constituindo ainda hoje um dos grandes desafios para a Mecânica dos Solos. A rigor, estimativas razoavelmente precisas só poderiam ser estabelecidas através da execução de provas de carga, ainda assim apenas para os recalques imediatos.

Como no caso das trincas o interesse recai quase que invariavelmente

mente nos recalques diferenciados, parece válida, na falta de indicações mais precisas, a tentativa de quantificá-los admitindo para o solo parâmetros elásticos com valores aproximados; nessa circunstância, supõe-se que os erros cometidos na previsão dos recalques absolutos seriam aproximadamente os mesmos, podendo-se então ter uma idéia do risco da ocorrência de recalques diferenciados na obra.

### 6.2.1 Recalques de sapatas apoiadas em argila

O modelo clássico da teoria da elasticidade, para sapatas rasas apoiadas em solos coesivos saturados, é:

$$\Delta H = p \cdot B \left( \frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \cdot C_d \quad (24)$$

onde:  $\Delta H$  = recalque

$p$  = pressão de contato da sapata

$B$  = menor dimensão em planta da sapata

$E_s$  = módulo de deformação do solo

$\mu$  = coeficiente de Poisson do solo

$C_d$  = coeficiente de forma e rigidez da sapata, apresentado na Tabela 6 (página seguinte)

Diversos autores já propuseram modificações para essa fórmula clássica, em função da presença de camada indeformável na zona de influência do bulbo de pressões, da disposição estratificada das camadas de solo, do recalque lento que ocorre em razão da consolidação do solo coesivo e da cota real de apoio da sapata; neste último caso, conforme citação de Bowles<sup>(50)</sup>, Fox propõe que o recalque imediato, calculado pela equação 24, seja corrigido por um coeficiente multiplicativo  $F_3$ , que pode ser obtido pelo gráfico apresentado na Figura 63 a seguir.



TABELA 6 - Coeficiente de forma e rigidez  $C_d$  para sapatas (Perloff - referência 52)

Forma	compr. (L) largura (B)	Sapata flexível			Sapata rígida
		centro	canto	média	
circular	-	1,00	0,64	0,85	0,79
quadrada	-	1,12	0,56	0,95	0,99
retangular	1,5	1,36	0,67	1,15	1,06*
	2	1,52	0,76	1,30	1,20*
	3	1,78	0,88	1,52	-
	5	2,10	1,05	1,83	1,70*
	10	2,53	1,26	2,25	2,10*
	100	4,00	2,00	3,70	3,40*
	1000	5,47	2,75	5,15	-

(\*) de acordo com Bowles<sup>(50)</sup>

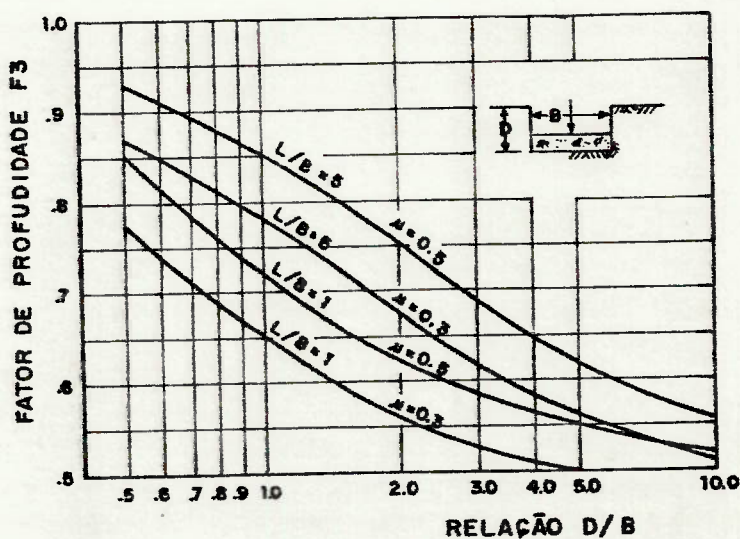


FIGURA 63 - Correção do recalque elástico  $\Delta H$  em função da cota de assentamento e da largura da sapata (recalque real =  $\Delta H \cdot F_3$ )

### 6.2.2 Recalques de sapatas apoiadas em areia

Schmertmann, citado por Perloff<sup>(52)</sup>, desenvolveu uma formulação que leva em conta a cota real de apoio da sapata, a ocorrência do recalque lento, a distribuição das deformações do solo na zona de influência do bulbo de pressões e a variação das propriedades elásticas do solo nessa zona de influência; dessa maneira, o modelo desenvolvido presta-se à estimativa de recalques em camadas estratificadas, podendo-se considerar quase que ponto a ponto a variação do módulo de deformação do solo.

Em sua formulação, Schmertmann supõe que a profundidade do bulbo de pressões ( $z$ ) atinge duas vezes o valor da largura da sapata ( $B$ ); pela teoria da elasticidade, conclui que a máxima deformação do solo ocorre para uma profundidade  $B/2$  a partir da cota de apoio da sapata, determinando para essa profundidade um fator de deformação ( $I_z$ ) equivalente a 0,6, conforme indicado na Figura 64.

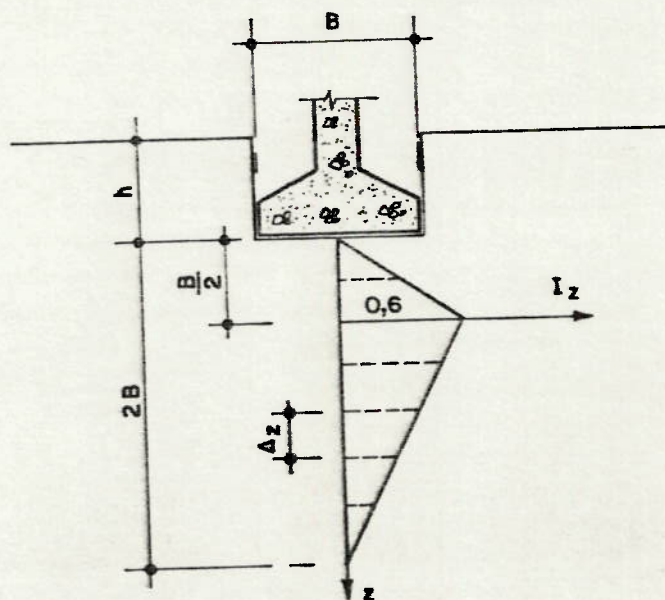


FIGURA 64 - Fator de deformação  $I_z$  em função da profundidade do bulbo de pressões (Schmertmann)

Dessa maneira, subdividindo-se o bulbo de pressões em "n" camadas com alturas  $\Delta_{zi}$  iguais ou distintas, e tomando para cada camada o valor do módulo de deformação do solo e do fator de deformação  $I_z$  (obtido geometricamente no centro de cada camada com altura  $\Delta_{zi}$ ), o recalque da sapata após "t" anos de aplicação da carga será estimado por:

$$\Delta H_t = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta p \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E_s} \right)_i \cdot \Delta_{zi} \quad (25)$$

onde:  $\Delta H_t$  = recalque total após t anos

$\Delta p$  =  $p - p_0$  (acrêscimo de pressão efetiva devido à sapata)

$p$  = pressão aplicada pela sapata

$p_0$  =  $\gamma \cdot h$  (alívio de pressão devido à escavação do terreno)

$I_{zi}$  = fator de deformação do solo na camada i (Figura 64)

$E_{s,i}$  = módulo de deformação do solo na camada i

$\Delta_{zi}$  = altura da camada i

t = número de anos

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{p_0}{\Delta p} \right) \geq 0,5$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log (10 t)$$

### 6.2.3 Recalques por adensamento de camadas profundas

No caso da existência de camadas profundas constituídas por argilas compressíveis, os recalques por adensamento dessas camadas profundas poderão ser estimados pela teoria clássica de Terzaghi, conforme exposto por Vargas<sup>(54)</sup>. Suponha-se por exemplo um edifício com comprimento 2a e largura 2b, com fundação constituída por radier assentado na cota  $z_1$ , existindo na cota z uma camada de argila compressível (Figura 65).

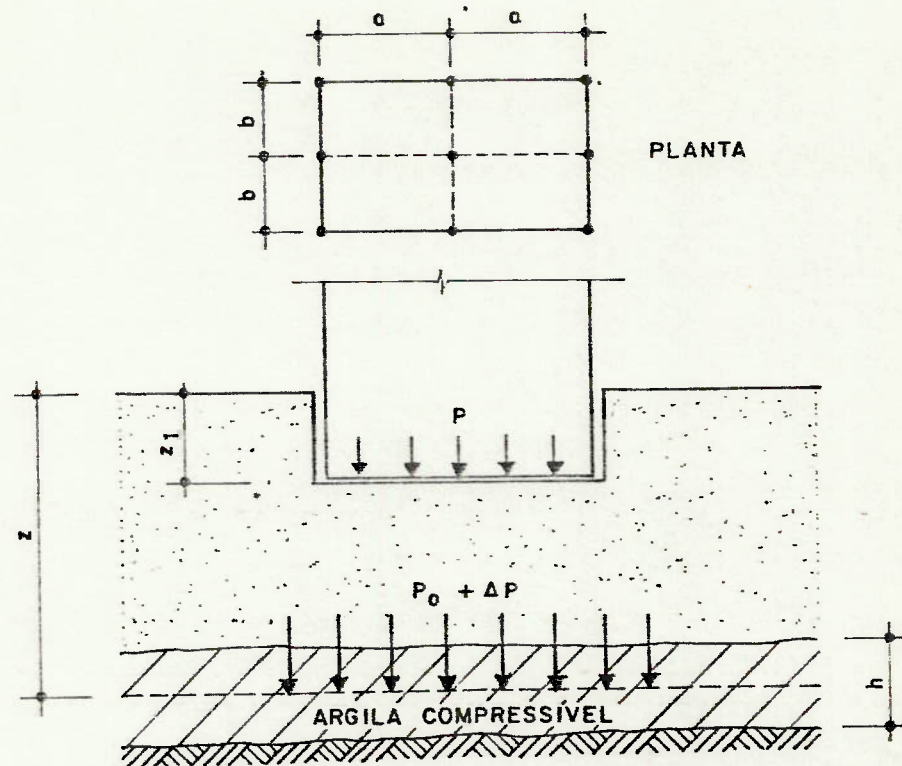


FIGURA 65 - Recalque de solo compressível em camada profunda

De acordo com Terzaghi, o recalque  $\Delta h$  da camada profunda de argila será expresso por:

$$\Delta h = \frac{C \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}}{1 + e} \cdot h \quad (26)$$

onde:  $C$  = índice de compressão da argila

$p_0 = (z - z_1)\gamma$  = pressão na cota  $z$ , devida ao peso do solo sobreposto

$\gamma$  = massa específica aparente do solo sobreposto

$\Delta p$  = acréscimo de pressão na cota  $z$ , devida à pressão  $p$  de contato da sapata

$h$  = altura da camada de argila compressível

$e$  = índice de vazios da argila

As características da argila deverão ser determinadas através de ensaios edométricos, com amostras indeformadas; Mello<sup>(55)</sup> sugere que, em função do acréscimo de pressão  $\Delta p$  e da pressão de pré-adsensamento ( $p_a$ ) obtida no ensaio, sejam adotados os seguintes valores:

- a)  $\Delta p > p_a$ :  $C =$  índice de compressão da argila ( $C_c$ )  
 b)  $\Delta p < p_a$ :  $C =$  índice de recompressão da argila ( $C_r$ )

De acordo com Vargas<sup>(54)</sup>, o coeficiente de compressão do solo poderá ser grosseiramente estimado em função de correlações estatísticas com o limite de liquidez (LL) da argila, citando dois exemplos dessas correlações:

- a)  $C_c = 0,009 (LL - 10)$ : Skempton, argilas de Londres;  
 b)  $C_c = 0,004 LL$ : IPT, argilas terciárias da cidade de São Paulo.

O acréscimo de pressão  $\Delta p$  provocado pela carga do edifício deverá ser calculado pela teoria da elasticidade. De maneira prática, poderão ser empregados os gráficos de Newmark (apresentados na referência 54) obtendo-se o coeficiente de distribuição de pressão  $\sigma_z$ , em função das dimensões em planta do edifício (vide Figura 65) e da profundidade  $z$  da camada compressível; os acréscimos de pressão  $\Delta p$ , e consequentemente os recalques, poderão ser estimados em várias posições do prédio, a saber:

a) centro do prédio

$$(27) \quad \Delta p = 4 \cdot p \cdot \sigma_{z,1} \quad (\sigma_{z,1} \text{ determinado para } m = \frac{b}{z} \text{ e } n = \frac{a}{z})$$

b) ponto médio do comprimento

$$(28) \quad \Delta p = 2 \cdot p \cdot \sigma_{z,2} \quad (\sigma_{z,2} \text{ determinado para } m = \frac{a}{z} \text{ e } n = \frac{2b}{z})$$

c) ponto médio da largura

$$(29) \quad \Delta p = 2 \cdot p \cdot \sigma_{z,3} \quad (\sigma_{z,3} \text{ determinado para } m = \frac{b}{z} \text{ e } n = \frac{2a}{z})$$

d) cantos do prédio

$$(30) \quad \Delta p = p \cdot \sigma_{z,4} \quad (\sigma_{z,4} \text{ determinado para } m = \frac{2b}{z} \text{ e } n = \frac{2a}{z})$$

Os gráficos citados de Newmark permitem a determinação de  $\sigma_z$  para placas de formato retangular ou circular. Os coeficientes de distribuição de pressão poderão ser estabelecidos para sapatas isoladas ou para radiers; caso a soma das áreas das sapatas e a profundidade da camada compressível sejam relativamente grandes, poder-se-á admitir a fundação como sendo um radier.

#### 6.2.4 Recalques em tubulões

Os recalques em tubulões poderão ser calculados de maneira idêntica àquela apresentada para sapatas, desconsiderando-se, nesse caso, o atrito lateral desenvolvido e superestimando-se os recalques consequentemente; a estimativa mais real do recalque pode ser obtida, todavia, em função das envoltórias de resistência obtidas em ensaios tri-axiais, supondo-se que o máximo atrito lateral desenvolva-se para recalques entre 5 mm e 10 mm e que a ruptura ocorra no solo e não na interface tubulão/solo. Tomlinson, citado por Mello<sup>(55)</sup>, dá indicações dos máximos atritos laterais desenvolvidos em tubulões concretados em argilas, em função de sua coesão; tais indicações são apresentadas na Tabela 7 a seguir:

TABELA 7 - Atrito lateral em tubulões concretados em argilas, segundo Tomlinson<sup>(55)</sup>

Tubulão	Coesão da argila (KPa)	Máximo atrito lateral desenvolvido (KPa)
de concreto, sem camisa, em contato com argila	0 - 37	0 - 34
	37 - 75	34 - 50
	75 - 147	50 - 64

#### 6.2.5 Recalques em estacas

Para a previsão de recalques em estacas, Poulos e Davis<sup>(56)</sup> desenvolveram um modelo baseado no módulo de deformação do material constituinte da estaca, no módulo de deformação do solo e na geometria da seção transversal da estaca, calculando assim o recalque básico ( $\Delta H_0$ ) de uma estaca isolada em semi-espaço infinito, perfeitamente elástico, com coeficiente de Poisson  $\nu = 0,5$ . A partir do recalque básico, os autores desenvolveram extensa formulação, adotando fatores de correção para as diversas variáveis envolvidas (coeficiente de Poisson real, camada finita de solo, resistência de ponta da estaca, etc.).

A partir do recalque calculado para a estaca individual, Poulos e Davis<sup>(56)</sup> desenvolveram um método iterativo de cálculo para a determinação da influência que estacas vizinhas exercem umas sobre as outras, produzindo-se assim a formulação que parece ser a mais eficiente para a predição do recalque de estacas agrupadas; a extensão dessa metodologia, baseada num número muito grande de abacos, impede sua apresentação neste trabalho.

### 6.2.6 Estimativa dos parâmetros elásticos do solo

Como já se pôde notar, todos os modelos analíticos desenvolvidos baseiam-se nas propriedades elásticas do solo ( $E_s$  e  $\mu$ ), de difícil quantificação. O método que parece estimar com maior precisão o valor do módulo de deformação do solo é aquele que se baseia no ensaio tri-axial em amostras indeformadas e que conduz, segundo Bowles<sup>(50)</sup>, a valores que podem ser 1 a 1,5 vezes inferiores ao valor real do módulo de deformação do solo; este autor fornece ainda a ordem de grandeza do módulo de deformação e do coeficiente de Poisson de diferentes solos, conforme Tabela 8 a seguir:

TABELA 8 - Módulo de deformação e coeficiente de Poisson para diferentes solos, segundo Bowles<sup>(50)</sup>

Módulo de deformação $E_s$ (MPa)	Coeficiente de Poisson $\mu$
Argila	Argila
- muito mole            2 - 15	- saturada                0,4 - 0,5
- mole                    5 - 25	- não saturada        0,1 - 0,3
- média                  15 - 50	- arenosa                0,2 - 0,3
- dura                    50 - 100	- siltosa                 0,3 - 0,35
- arenosa                25 - 250	-                            -
Areia	Areia
- siltosa                 7 - 21	- densa                    0,2 - 0,4
- fofa                    10 - 24	- fofa* e grossa        0,15
- compacta             48 - 81	- fofa* e fina            0,25
Areia/pedregulho	Rochas
- fofa                    48 - 144	- varia apenas em
- compacta             96 - 192	função do tipo        0,1 - 0,4
	de rocha

(\*) Índice de vazios compreendido entre 0,4 e 0,7



Em função da inexatidão dos valores obtidos através do ensaio triaxial, e também porque o custo desse ensaio é relativamente elevado, vem-se tentando estabelecer o módulo de deformação dos solos a partir de correlações com valores obtidos em ensaios de penetração dinâmica (SPT) ou ensaios de penetração de cone ( $R_p$  - "deep sounding"); Bowles<sup>(50)</sup> dá indicações de algumas dessas correlações, apresentadas na Tabela 9 abaixo:

TABELA 9 - Módulo de deformação do solo, em função de SPT ou  $R_p$  - Bowles<sup>(50)</sup>

Tipo de solo	Módulo de deformação do solo ( $E_s$ )	
	$E_s = f(\text{SPT})$ : em KPa	$E_s = f(R_p)$ : na unidade de $R_p$
Areia	$E_s = 500 (\text{SPT} + 15)$ $E_s^* = 18.000 + 750 \text{ SPT}$	$E_s = 2 \text{ a } 4 R_p$ $E_s^{**} = 2(1 + D_r^2) R_p$
Areia argilosa	$E_s = 320 (\text{SPT} + 15)$	$E_s = 3 \text{ a } 6 R_p$
Areia siltosa	$E_s = 300 (\text{SPT} + 6)$	$E_s = 1 \text{ a } 2 R_p$
Areia/pedregulho	$E_s = 1200 (\text{SPT} + 6)$	-
Argila mole	-	$E_s = 6 \text{ a } 8 R_p$

(\*) segundo Vesic

(\*\*) segundo D'Appolonia

O emprego dessas correlações deve ser efetuado com cuidado, verificando-se, em função de dados locais, qual a que produz melhor ajuste. Mello<sup>(48)</sup> considera bastante promissor o emprego de  $R_p$  para estimativa do módulo de deformação do solo, advertindo contudo sobre o perigo de empregarem-se "pseudo-correlações".

Outra maneira de estimar-se o valor do módulo de deformação do so

lo é a partir do coeficiente de reação  $K_s$ , obtido em prova de carga direta; nessa circunstância, pela teoria da elasticidade,  $E_s$  seria expresso por:

$$E_s = K_s \cdot D (1 - \mu^2) \cdot C_d \quad (31)$$

onde:  $E_s$  = módulo de deformação do solo

$K_s$  = coeficiente de reação do solo

$\mu$  = coeficiente de Poisson (estimado)

$D$  = diâmetro da placa de ensaio

$C_d$  = coeficiente de forma e rigidez da placa de ensaio (valores apresentados na Tabela 6)

#### 6.2.7 Estimativa dos recalques a partir de prova de carga

Os recalques dos componentes de fundação poderão ainda ser estimados diretamente a partir do recalque obtido na prova de carga, devendo-se nesse caso considerar a relação entre a dimensão da placa de ensaio e a dimensão real do componente de fundação; um ajuste comumente empregado é o seguinte:

$$\Delta H = \Delta H_p \left( \frac{2B}{B + B_p} \right)^2 \quad (32)$$

onde:  $\Delta H$  = recalque do componente de fundação

$\Delta H_p$  = recalque da placa

$B$  = largura do componente de fundação

$B_p$  = largura da placa (normalmente 0,3 m)

Outros autores sugerem ajustes distintos daquele acima indicado,

que normalmente subestima o valor do recalque real, principalmente quando é grande a relação  $B/B_p$ ; Bond, citado por Bowles<sup>(50)</sup>, propõe a seguinte equação para cálculo do recalque real a partir da prova de carga:

$$\Delta H = \Delta H_p \cdot \left(\frac{B}{B_p}\right)^{n+1} \quad (33)$$

onde:  $\Delta H$ ,  $\Delta H_p$ ,  $B$  e  $B_p$  são os mesmos símbolos da equação 32;

$n$  = coeficiente que depende do tipo de solo; na falta de dados locais, podem ser assumidos os seguintes valores:

$n = 0,03$  a  $0,05$  (argila)

$n = 0,08$  a  $0,10$  (argila arenosa)

$n = 0,40$  a  $0,50$  (areia compacta)

$n = 0,25$  a  $0,35$  (areia medianamente compacta)

$n = 0,20$  a  $0,25$  (areia fofa)

### 6.3 CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE TRINCAS CAUSADAS POR RECALQUES DE FUNDAÇÃO

De maneira geral, as fissuras provocadas por recalques diferenciados são inclinadas, confundindo-se às vezes com as fissuras provocadas por deflexão de componentes estruturais; em relação às primeiras, contudo, apresentam aberturas geralmente maiores, inclinando-se em direção ao ponto onde ocorreu o maior recalque. Outra característica das fissuras provocadas por recalques é a presença de esmagamentos localizados, em forma de escamas, dando indícios das tensões de cisalhamento que as provocaram; além disso, quando os recalques são acentuados, observa-se nitidamente uma variação na abertura da fissura.

Os recalques diferenciados podem provir de carregamentos desbalanceados; nesse caso, conforme o Instituto Eduardo Torroja<sup>(46)</sup>, as trincas apresentarão as configurações indicadas nas Figuras 66 e

67 a seguir:

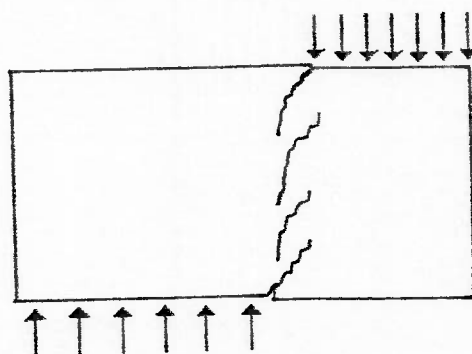


FIGURA 66 - Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados: o trecho mais carregado apresenta maior recalque, originando-se trincas de cisalhamento no painel

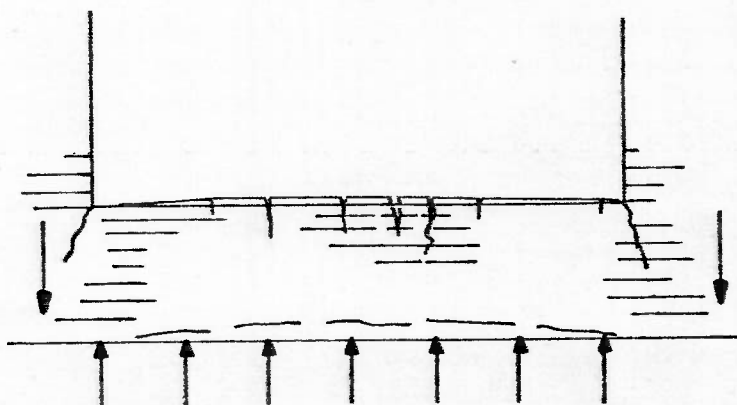


FIGURA 67 - Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados: sob as aberturas surgem trincas de flexão.

Para edifícios uniformemente carregados, o Centre Scientifique et Technique de la Construction<sup>(57)</sup> aponta diversos fatores que podem conduzir aos recalques diferenciados e, conseqüentemente, à fissuração do edifício; nas Figuras 68, 69, 70, 71 e 72, a seguir, são ilustrados alguns desses casos:

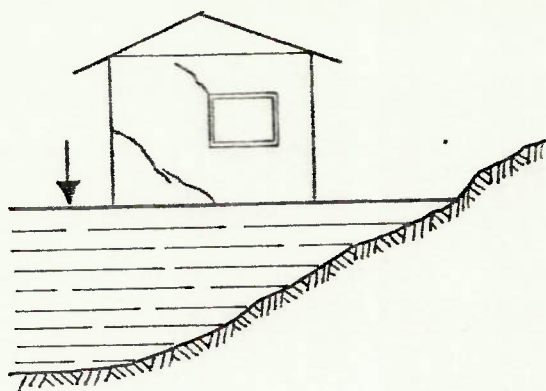


FIGURA 68 - Recalque diferenciado, por consolidações distintas do aterro carregado

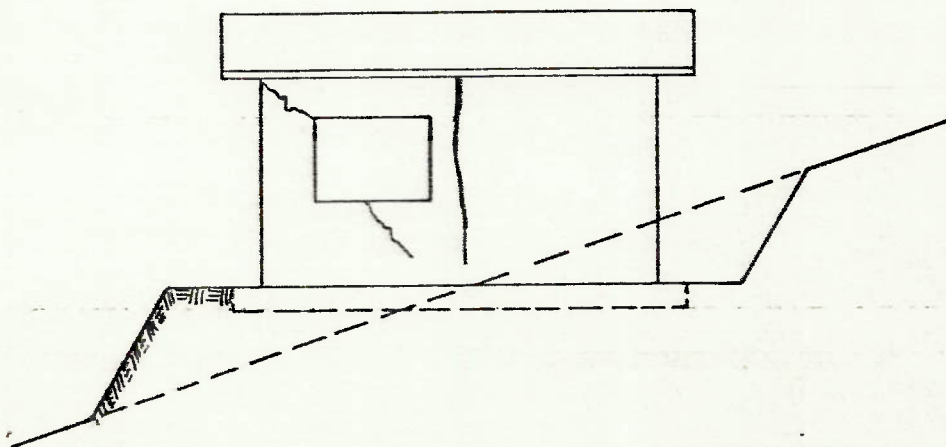


FIGURA 69 - Fundações assentadas sobre seções de corte e aterro; trincas de cisalhamento nas alvenarias

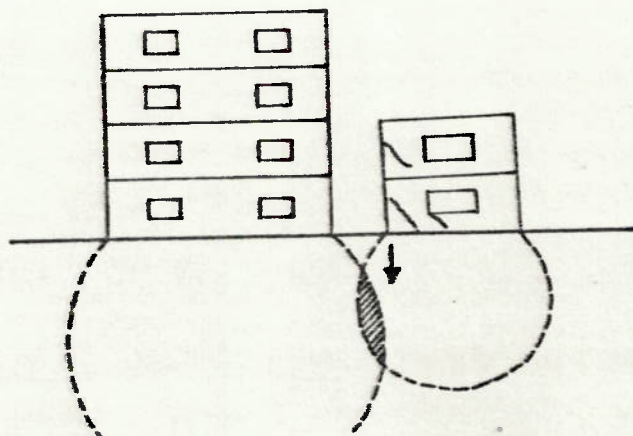


FIGURA 70 - Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior

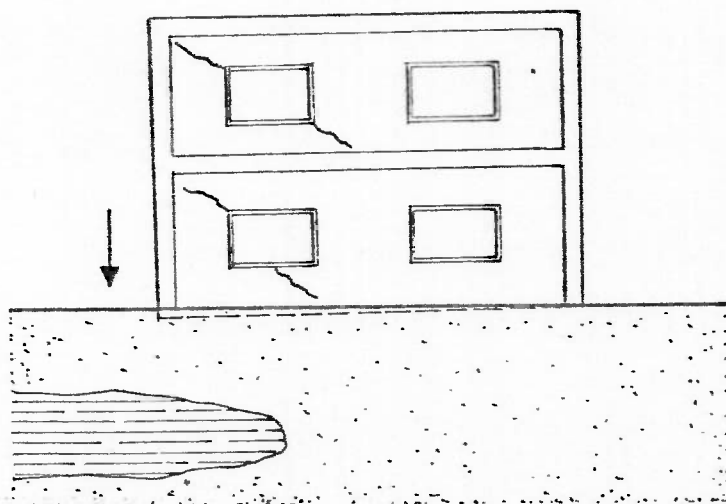


FIGURA 71 - Recalque diferenciado, por falta de homogeneidade do solo

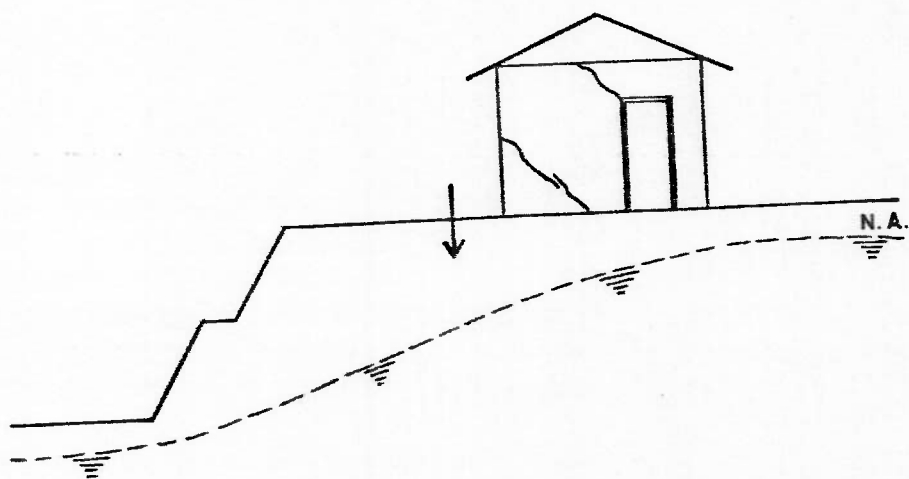


FIGURA 72 - Recalque diferenciado, por rebaixamento do lençol freático; foi cortado o terreno à esquerda do edifício

A construção de edifícios dotados de um corpo principal (mais carregado) e de um corpo secundário (menos carregado), com um mesmo sistema de fundação, invariavelmente conduz a recalques diferenciados entre as duas partes, surgindo fissuras verticais entre elas e, não raras vezes, fissuras inclinadas no corpo menos carregado. A adoção de sistemas diferentes de fundação numa mesma obra,

conforme representado na Figura 73, provoca o mesmo problema.

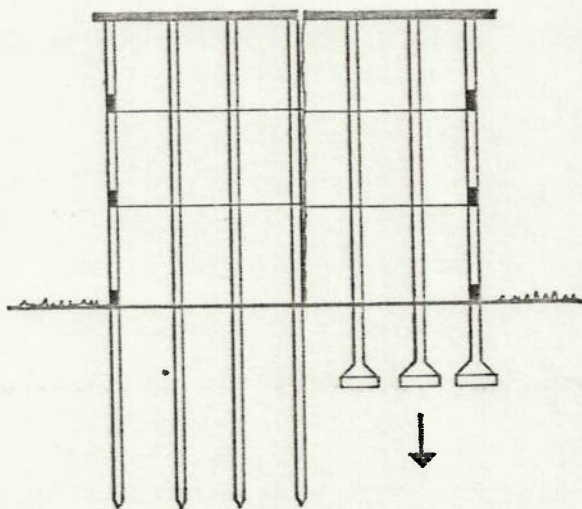


FIGURA 73 - Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: recalques diferenciados entre os sistemas, com a presença de trincas de cisalhamento no corpo da obra

Em edifícios com estrutura reticulada, os recalques diferenciados da fundação induzem a fissuração por tração diagonal das paredes de vedação; as trincas inclinam-se na direção do pilar que sofreu maior recalque, conforme indicado na Figura 74.

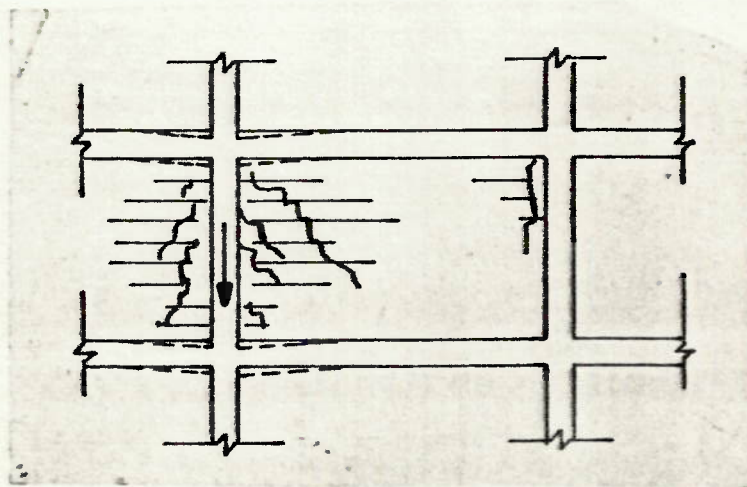


FIGURA 74 - Recalques diferenciados entre pilares: surgem trincas inclinadas na direção do pilar que sofreu maior recalque

As variações de umidade do solo, principalmente no caso de argilas, provocam alterações volumétricas e variações no seu módulo de deformação, com possibilidade de ocorrência de recalques localizados; segundo o BRE<sup>(58)</sup>, estes recalques, bastante comuns por causa da saturação do solo pela penetração de água de chuva nas vizinhanças da fundação, podem também ocorrer pela absorção de água por vegetação localizada próxima à obra, conforme ilustrado na Figura 75.

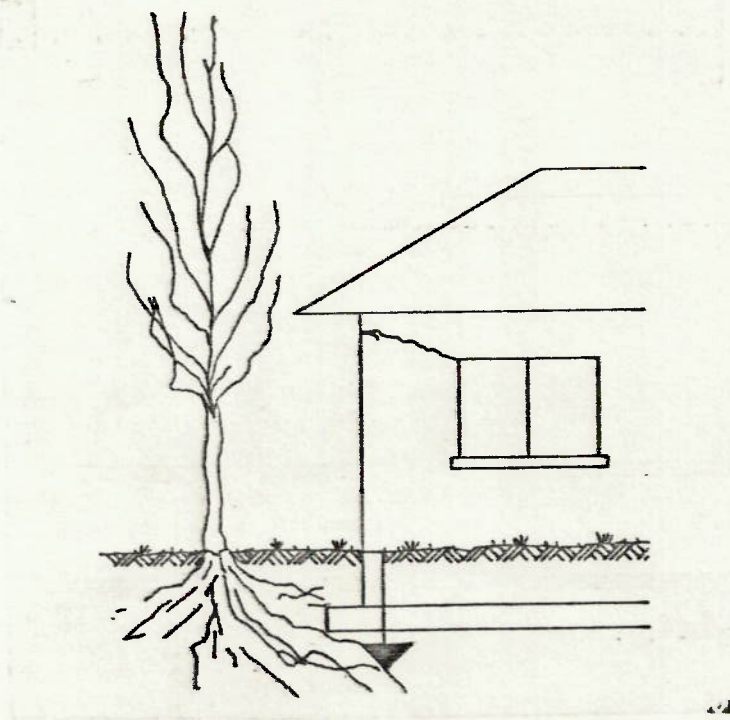


FIGURA 75 - Trinca provocada por recalque advindo da contração do solo, devida à retirada de água por vegetação próxima.



## CAPITULO 7

### FISSURAS CAUSADAS PELA RETRACAO DE PRODUTOS A BASE DE CIMENTO: MECANISMOS DE FORMACAO E CONFIGURACOES TIPICAS

#### 7.1 MECANISMOS DA RETRAÇÃO

A hidratação do cimento consiste na transformação de compostos anidros mais solúveis em compostos hidratados menos solúveis, ocorrendo na hidratação a formação de uma camada de gel em torno dos grãos dos compostos anidros. De acordo com Helene<sup>(59)</sup>, para que ocorra a reação química completa (estequiométrica) entre a água e os compostos anidros, é necessário cerca de 22 a 32% de água, em relação à massa do cimento; uma quantidade adicional em torno de 15 a 25% é necessária para a constituição do gel. Em média, uma relação água/cimento de aproximadamente 0,40 é suficiente para que o cimento se hidrate completamente.

Em função da trabalhabilidade necessária, os concretos e argamasas normalmente são preparados com água em excesso, o que vem a acentuar a retração. Na realidade, é importante distinguir as três formas de retração que ocorrem num produto preparado com cimento, ou seja:

- a) retração química: a reação química entre o cimento e a água se dá com redução de volume; devido às grandes forças interiores de coesão, a água combinada quimicamente (22 a 32%) sofre uma contração de cerca de 25% de seu volume original;
- b) retração de secagem: a quantidade excedente de água, empregada na preparação do concreto ou argamassa, permanece livre no interior da massa, evaporando-se posteriormente; tal evaporação gera forças capilares equivalentes a uma compressão isotrópica da massa, produzindo a redução do seu volume;

- c) retração por carbonatação: a cal hidratada liberada nas reações de hidratação do cimento reage com o gás carbônico presente no ar, formando carbonato de cálcio; esta reação é acompanhada de uma redução de volume, gerando a chamada retração por carbonatação.

Os três tipos de retração analisados ocorrem com o produto endurecido, ou em processo de endurecimento, em períodos de tempo relativamente longos. Johnson<sup>(60)</sup> refere-se ainda a um quarto tipo de retração, que ocorre com a massa no estado plástico, e que provém da evaporação da água durante a pega ou da percolação da água de regiões mais pressionadas para regiões menos pressionadas; essa retração plástica explica o adensamento das juntas de argamassa de uma alvenaria recém-construída e a exsudação de água num concreto recém-vibrado.

Inúmeros fatores intervêm na retração de um produto à base de cimento, sendo os principais<sup>(21)</sup>:

- a) composição química e finura do cimento: a retração aumenta com a finura do cimento e com o seu conteúdo de cloretos ( $\text{CaCl}_2^*$ ) e alcális ( $\text{NaOH}$ ,  $\text{KOH}$ );
- b) quantidade de cimento adicionada à mistura: quanto maior o consumo de cimento, maior a retração;
- c) natureza do agregado: quanto menor o módulo de deformação do agregado, maior sua susceptibilidade à compressão isotrópica anteriormente mencionada e, portanto, maior a retração; maior retração também para os agregados com maior poder de absorção de água (basalto e agregados leves, por exemplo);
- d) granulometria dos agregados: quanto maior a finura dos agrega

---

(\*) normalmente empregado como aditivo acelerador da pega.

dos, maior será a quantidade necessária de pasta de cimento para recobri-los e, portanto, maior será a retração;

- e) quantidade de água na mistura: quanto maior a relação água/cimento, maior a retração de secagem;
- f) condições de cura: se a evaporação da água iniciar-se antes do término da pega do aglomerante, isto é, antes de iniciarem os primeiros enlaces entre os cristais desenvolvidos com a hidratação, a retração poderá ser acentuadamente aumentada.

Desses seis fatores distinguidos como principais, a relação água/cimento é sem dúvida o que mais influencia a retração de um produto constituído por cimento, sobrepunhando inclusive a própria influência do consumo de cimento; na Figura 76 a seguir ilustra-se a importância relativa do consumo de cimento e do consumo de água na retração de concretos, conforme estudos efetuados pelo LNEC, citados por Helene<sup>(59)</sup>.

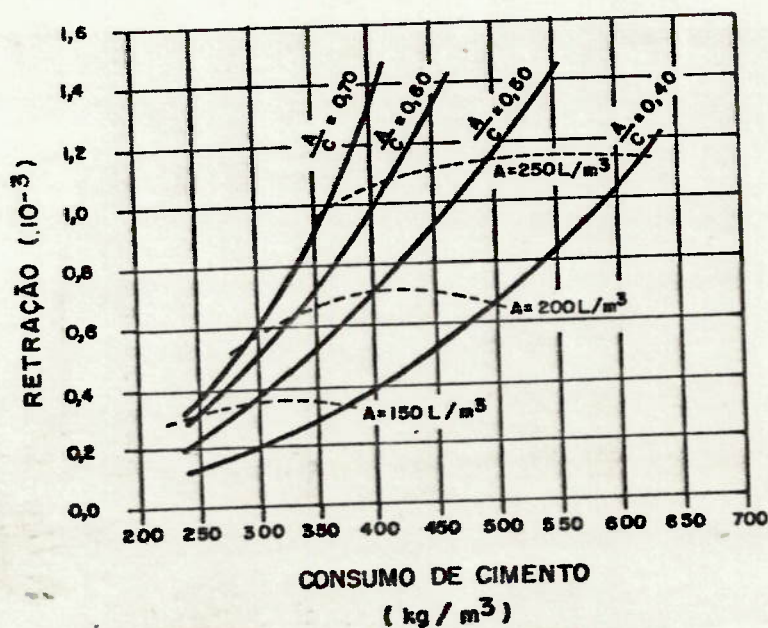


FIGURA 76 - Retração do concreto em função do consumo de cimento e da relação água/cimento (LNEC)

Outro fator fundamental na magnitude da retração desenvolvida, é a umidade relativa do ar (UR) do local em que a peça concretada ficará exposta; em relação à umidade relativa de 50%, normalmente adotada para a determinação em laboratório da retração de concretos e argamassas, o BRS<sup>(47)</sup> faz a seguinte projeção para retrações desenvolvidas em concretos:

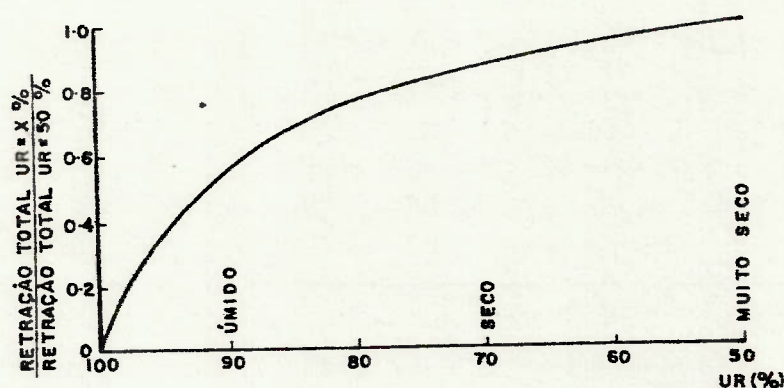


FIGURA 77 - Retração de concretos em função da umidade relativa do ar - BRS<sup>(47)</sup>

A retração de um concreto ou argamassa, mantida constante a umidade relativa do ar, é bem mais acelerada nas primeiras idades, atingindo-se cerca de 50% da retração total com apenas 7 dias de condicionamento. Além dos fatores internos à massa (relação água/cimento, granulometria do agregado, etc.) e das condições ambientes, de acordo com o BRS<sup>(47)</sup> a forma geométrica da peça influencia decisivamente na grandeza da retração; assim é que, quanto maior a relação área exposta da peça/volume da peça, maior a retração a ser desenvolvida.

Considerando todos os fatores intervenientes na retração, e tomando por base resultados de experiências laboratoriais, Joisel<sup>(21)</sup> estabeleceu a seguinte formulação analítica para a determinação aproximada da retração de concretos e argamassas:

$$\epsilon_r = 2 \epsilon_0 \frac{(1 - UR)^{0,7}}{D^n} \left[ 1 - \frac{1}{(1 + \alpha^2 \cdot t)^{0,2} \times 1,03^{2\alpha t}} \right] \quad (34)$$

- onde:  $\epsilon_r$  = retração na peça, após  $t$  dias
- $\epsilon_0$  = retração em corpo de prova de argamassa normal (traço 1:3 em peso, relação a/c = 0,5), medida em laboratório com UR = 50%, no mínimo após 90 dias de exposição
- $t$  = tempo em dias
- $\alpha = \frac{v_0 \cdot s}{s_0 \cdot v}$
- $v_0$  e  $s_0$  = volume e área exposta do corpo de prova (normalmente 4 cm x 4 cm x 16 cm)
- $v$  e  $s$  = volume e área exposta da peça para a qual deseja-se estabelecer a retração
- UR = umidade relativa do ar no local de exposição da peça (UR variando entre 0 e 1)
- D = diâmetro máximo característico do agregado empregado na produção da peça (em mm)
- $n$  = fator que depende da distribuição granulométrica dos agregados, podendo-se adotar:
- $n = 0,4$ : para uma boa distribuição granulométrica
- $n = 0,3$ : composição média
- $n = 0,2$ : composição com muitos vazios

Como indica a equação 34, para um tempo " $t$ " muito grande ( $t \rightarrow \infty$ ), a retração final  $\epsilon_\infty$  independe das dimensões da peça, obtendo-se portanto a seguinte expressão:

$$\epsilon_\infty = 2 \epsilon_0 \frac{(1 - UR)^{0,7}}{D^n} \quad (35)$$

De acordo com Meseguer<sup>(61)</sup>, os alongamentos de ruptura por tração ( $f_{ct}/E_{ct}$ ), verificados para os concretos normalmente dosados, atingem cerca de 0,03% a 0,04% para carregamentos lentos, e cerca de 0,01% a 0,015% para carregamentos instantâneos, como é o caso da retração. As fissuras de retração, portanto, começarão a surgir no concreto sempre que for atingida a relação:

$$\epsilon_r = \frac{f_{ct}}{E_{ct}} \quad (36)$$

onde:  $\epsilon_r$  = retração do concreto

$f_{ct}$  = resistência à tração do concreto (normalmente admitida como a décima parte da resistência à compressão)

$E_{ct}$  = módulo de deformação do concreto à tração (normalmente admitido como a metade do módulo de deformação à compressão)

A introdução de armaduras no concreto, representando vínculos internos que se opõem à livre retração, poderão reduzi-la em níveis variáveis, desde uns 10% (para baixa densidade de armaduras) até aproximadamente 50% (para altas taxas de armadura); segundo Joisel<sup>(21)</sup>, a retração desenvolvida numa peça de concreto armado pode ser expressa por:

$$\epsilon_{cs} = \frac{\epsilon_r}{1 + \frac{E_s}{E_{ct}} \cdot \frac{A_s}{A_{c,ef}}} \quad (37)$$

onde:  $\epsilon_{cs}$  = retração do concreto armado

$\epsilon_r$  = retração do concreto simples

$E_s$  = módulo de deformação do aço

$E_{ct}$  = módulo de deformação do concreto à tração

$A_s$  = área da armadura

$A_{c,ef}$  = área de concreto interessada na fissuração

A retração diferenciada numa peça de concreto armado, promovida pela presença de armadura, provoca a deflexão da peça, já que regiões menos armadas ou sem a presença de armaduras apresentarão maiores encurtamentos; para peças fissuradas, calculadas portanto no Estádio III, o CEB<sup>(32)</sup> dá a seguinte indicação para o cálculo da flecha desenvolvida:

$$f_r = \alpha_1 \cdot |\epsilon_r| \cdot \frac{\ell^2}{d} \left[ 0,25 + 7 \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \rho_r \left( 1,2 - \frac{\rho'_r}{\rho_r} \right) \right] \quad (38)$$

onde:  $f_r$  = flecha provocada pela retração do concreto

$\epsilon_r$  = retração do concreto (em módulo)

$\ell$  = vão teórico da peça

$d$  = altura útil

$E_s$  = módulo de deformação do aço

$E_c$  = módulo de deformação do concreto

$\rho_r$  = taxa geométrica da armadura de tração

$\rho'_r$  = taxa geométrica da armadura de compressão

$\alpha_1$  = coeficiente que depende do tipo de apoio:

$\alpha_1 = 1/8$ , para peças bi-apoiadas

$\alpha_1 = 1/16$ , para peças bi-engastadas

$\alpha_1 = 1/2$ , para peças em balanço

## 7.2 MECANISMOS DE FORMAÇÃO E CONFIGURAÇÕES DE FISSURAS PROVOCADAS POR RETRAÇÃO

### 7.2.1 Retração de vigas e pilares de concreto armado

As peças de uma estrutura reticulada de concreto armado poderão ser solicitadas por elevadas tensões provenientes da retração do concreto; em estruturas aporticadas, a retração das vigas superiores poderá induzir a fissuração horizontal dos pilares mais extremos, conforme Figura 78.

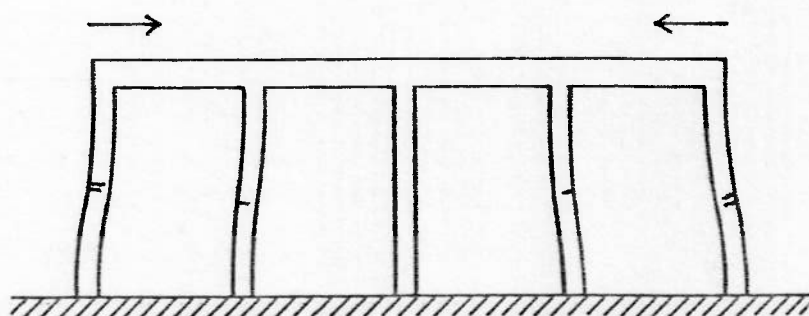


FIGURA 78 - Fissuras horizontais nos pilares, devidas à retração do concreto das vigas superiores

A ocorrência de fissuras de retração numa viga de concreto armado dependerá da dosagem do concreto (principalmente da relação água/cimento), das condições de adensamento (quanto mais adensado, menor a retração) e das condições de cura (a evaporação precoce da água aumentará substancialmente a retração); dependerá ainda, de acordo com Johnson<sup>(60)</sup>, das dimensões da peça, da rigidez dos pórticos, da taxa de armaduras e da própria distribuição de armaduras ao longo de sua seção transversal. Nas vigas altas, com inexistência ou insuficiência de armadura de pele, as fissuras ocorrerão preferencialmente no terço médio da altura da viga, sendo retas e regularmente espaçadas conforme ilustrado na Figura 79.



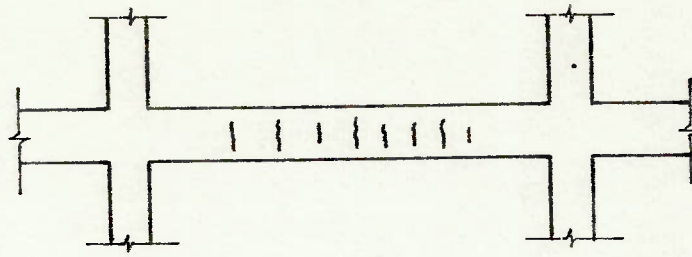


FIGURA 79 - Fissuras de retração numa viga de concreto armado

A retração dos pilares de concreto armado, somada às deformações elásticas provenientes das solicitações externas, pode introduzir elevadas tensões de compressão nas alvenarias de fechamento, chegando-se a produzir o arqueamento dessa alvenaria; assim sendo, poderão surgir na parede fissuras típicas de sobrecarregamento, conforme analisado no Capítulo 4, e fissuras horizontais características da solicitação de flexo-compressão. Em casos extremos<sup>(62)</sup> o arqueamento pode provocar a fissuração de peças intermediárias da estrutura que se oponham a esse movimento (Figura 80).

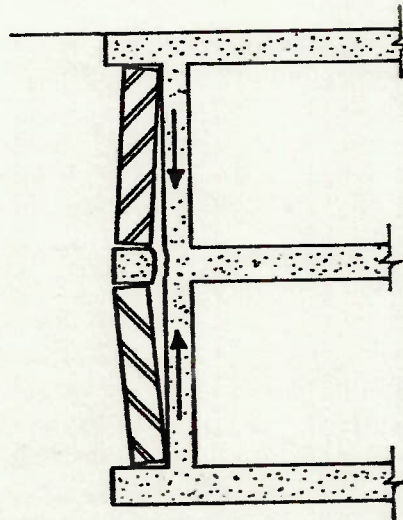


FIGURA 80 - Fissura de tração desenvolvida na extremidade de uma viga, pelo arqueamento da alvenaria

### 7.2.2 Retração de lajes de concreto armado

A retração de lajes poderá provocar a compressão de pisos cerâmicos, somando-se a esse inconveniente a deflexão promovida pela retração diferenciada do concreto entre as regiões armadas e não armadas da laje; em situações muito desfavoráveis, poderão surgir fissuras no piso ou mesmo o destacamento do revestimento cerâmico. Tal retração poderá provocar também a compressão de forros falsos, casos estes encontrem-se rigidamente vinculados às paredes.

A retração do concreto poderá ainda provocar o aparecimento de fissuras na própria laje, com configuração mapeada e distribuição regular, de maneira semelhante àquela que se verifica em argamassas de revestimento.

De acordo com Eichler (63), contudo, o efeito mais nocivo da retração de lajes de concreto armado será a fissuração de paredes solidárias à laje, conforme representado na Figura 81.

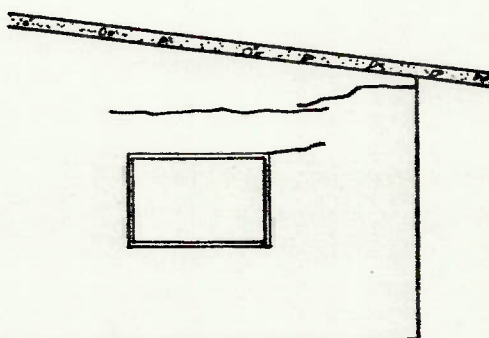


FIGURA 81 - Fissuras em parede externa, promovidas pela retração da laje de cobertura

Estudos desenvolvidos na Suécia, mencionados por Sahlin<sup>(16)</sup>, indicam que fissuras horizontais, oriundas da retração de lajes, poderão aparecer também em paredes de andares intermediários; nesse caso, as fissuras poderão surgir imediatamente abaixo da laje ou nos cantos superiores de caixilhos, conforme representado na Figura 82.

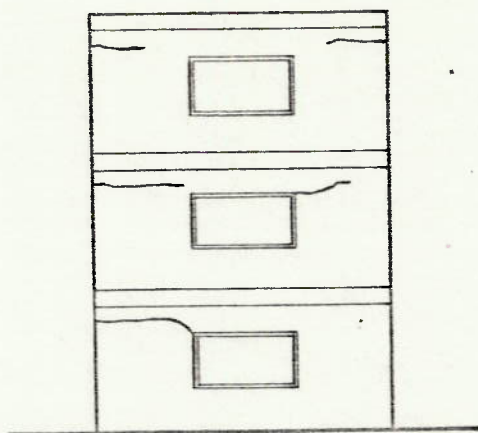


FIGURA 82 - Fissuras em parede externa, causadas pela retração de lajes intermediárias

### 7.2.3 Retração de paredes e muros

A retração diferenciada entre componentes de alvenaria e a argamassa de assentamento pode provocar fissuras e destacamentos semelhantes aos casos analisados nos capítulos 2 e 3, ou seja, o mecanismo de formação das fissuras é idêntico àquele verificado para contrações provocadas por variações de temperatura e de umidade. As Figuras 7, 9, 10, 11, 20 e 21, apresentadas nesses capítulos, ilustram bem os problemas que podem manifestar-se em função da retração da parede e/ou de seus componentes isolados.

O recalque plástico do concreto, conforme exposto por Johnson<sup>(60)</sup>, poderá provocar o aparecimento de fissuras internas ao concreto, imediatamente abaixo de seções densamente armadas. O recalque plástico da argamassa de assentamento provocará o abatimento da alvenaria recém-construída; caso o encunhamento da parede com o componente estrutural superior tenha sido executado de maneira precoce, ocorrerá o destacamento entre a alvenaria e o componente superior (viga ou laje), conforme representado na Figura 83 a seguir.

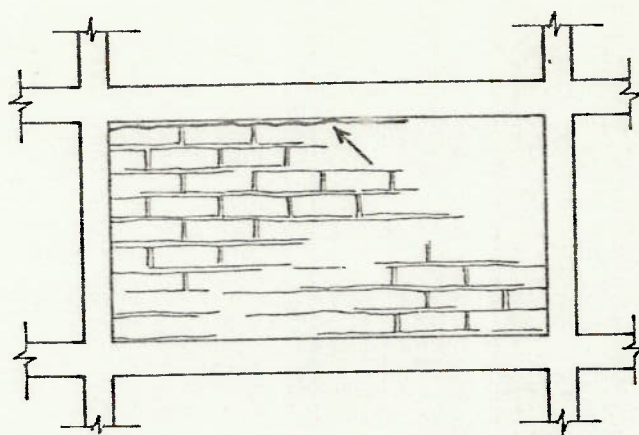


FIGURA 83 - Destacamento provocado pelo encunhamento precoce da alvenaria

A retração final de uma alvenaria depende de inúmeros fatores; experiências realizadas pela PCA - Portland Cement Association<sup>(64)</sup> com blocos vazados de concreto, revelam que a qualidade dos blocos e da argamassa de assentamento, além do grau de restrição imposta à parede, exercem grande influência nas acomodações finais dos componentes de alvenaria; na Figura 84, a seguir, ilustra-se um caso de paredes constituídas por blocos curados a vapor, assentados com argamassa mista de cimento, cal e areia.

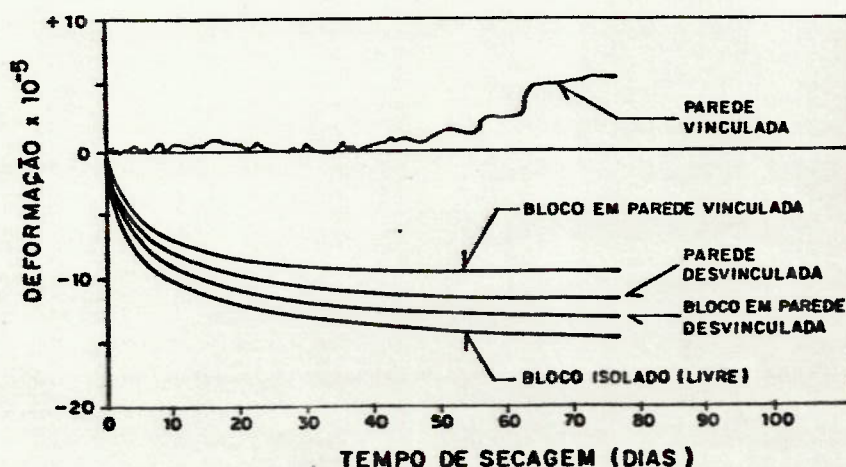


FIGURA 84 - Retração de paredes e blocos de concreto, em função da idade e da vinculação - PCA<sup>(64)</sup>

Através das experiências desenvolvidas pela PCA, concluiu-se também que as alvenarias executadas com argamassas mais pobres em cimento apresentam melhor comportamento global, caracterizando-se essas argamassas pelo grande poder de acomodar deformações e redistribuir tensões; as retrações desenvolvidas tanto nos blocos como nas paredes são muito influenciadas pela qualidade da argamassa, conforme ilustra a Figura 85 a seguir.

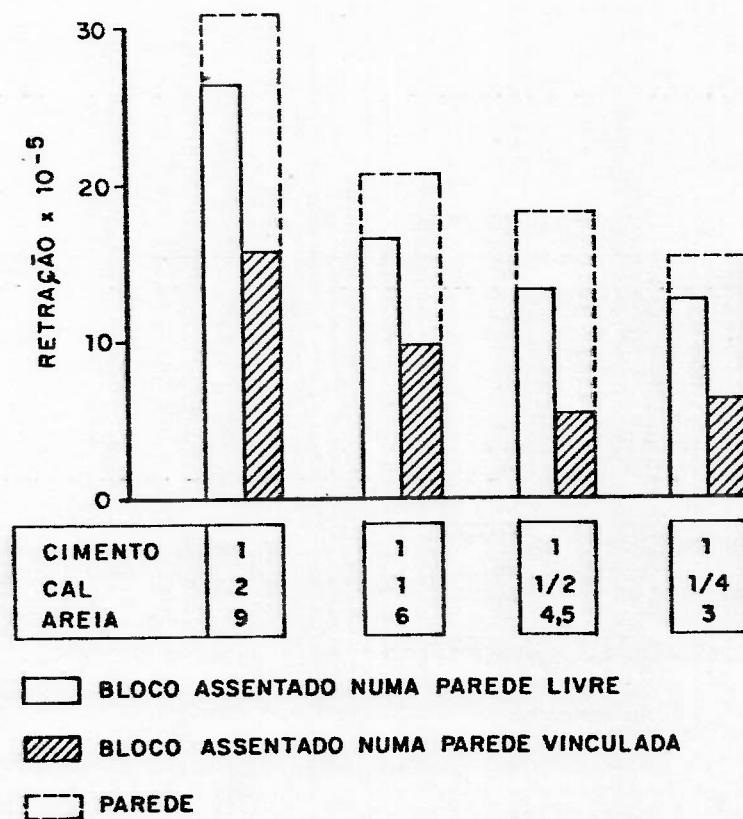


FIGURA 85 - Retração de blocos de concreto assentados com diferentes tipos de argamassa - PCA<sup>(64)</sup>

A retração de alvenarias, além de destacamentos nas regiões de ligação com componentes estruturais, induzirá a formação de fissuras no próprio corpo da parede; estas poderão ocorrer nos encontros entre paredes, no terço médio de paredes muito extensas, em regiões onde ocorra uma abrupta mudança na altura ou na largura da parede ou mesmo em seções enfraquecidas pela presença de tubu

lações, conforme ilustrado na Figura 86.

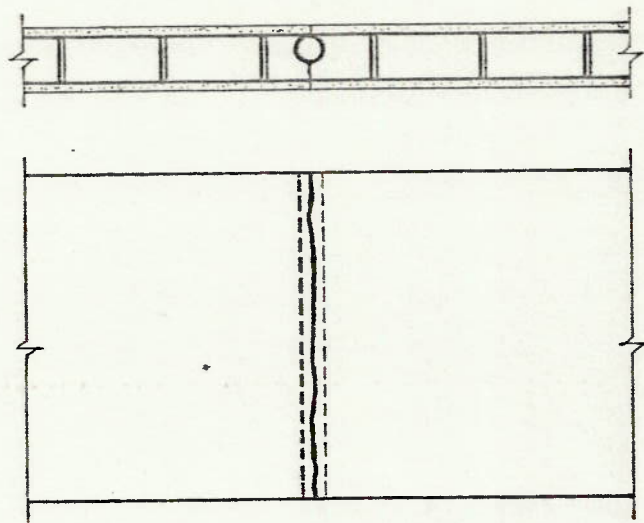


FIGURA 86 - Fissura de retração na alvenaria, em seção enfraquecida pela presença de tubulação

Em paredes constituídas por painéis de concreto pré-fabricados, re\_juntados com argamassa rí\_gida, a retração dos painéis, caso este\_ja se processando, provocará destacamentos entre painéis adjacen\_tes; tais destacamentos ocorrerão segundo linhas bem regulares, diferenciando-se dos destacamentos gerados por deflexão do supor\_te, onde existirão evidências de cisalhamento (fissuras escamadas).

Um caso particularmente importante de fissuração provocada por re\_tração é aquele que se tem verificado em edificações constituídas por paredes monolíticas de concreto, moldadas "in loco" com o em\_prego de formas metálicas (sistemas "Outinord", "Precise", etc.). Pelas características do concreto empregado (concreto "auto-aden\_sável", com relação água/cimento relativamente elevada), pela gran\_de relação verificada entre a área exposta e o volume das pare\_des, pelas baixas taxas de armadura empregadas e pela inobservân\_cia de detalhes construtivos apropriados (juntas de controle), es\_sas paredes são bastante susceptíveis à fissuração pela retração do concreto, com comprometimento da estanqueidade do edifício;

nesses casos, as fissuras de retração geralmente ocorrem em seções enfraquecidas pela presença de aberturas de portas e janelas (Figura 87), podendo também ocorrer em paredes cegas relativamente extensas.

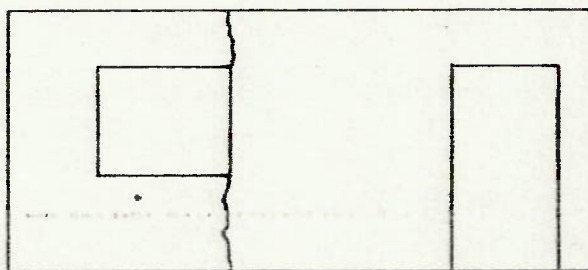


FIGURA 87 - Fissura de retração em parede monolítica de concreto, na seção enfraquecida pela presença do vão de janela

#### 7.2.4 Retração de argamassas de revestimento

A retração das argamassas aumenta com o consumo de cimento, com a porcentagem de finos existente na mistura e com o teor da água de amassamento. Além desses fatores intrínsecos, diversos outros estarão influenciando na formação ou não de fissuras de retração nas argamassas de revestimento: aderência com a base, número de camadas aplicadas, espessura das camadas, tempo decorrido entre a aplicação de uma e outra camada, rápida perda de água durante o endurecimento por ação intensiva de ventilação e/ou insolação, etc.

As fissuras desenvolvidas por retração das argamassas de revestimento apresentam distribuição uniforme, com linhas mapeadas que se cruzam formando ângulos bastante próximos de  $90^\circ$ ; de acordo com Joisel<sup>(21)</sup>, se duas fissuras cruzarem-se com ângulos muito distintos de  $90^\circ$ , pelo menos uma delas não terá sido causada por retração. Na Figura 88, apresentada na página seguinte, ilustra-se um fissuramento típico de argamassa de revestimento, provocado pela sua retração.

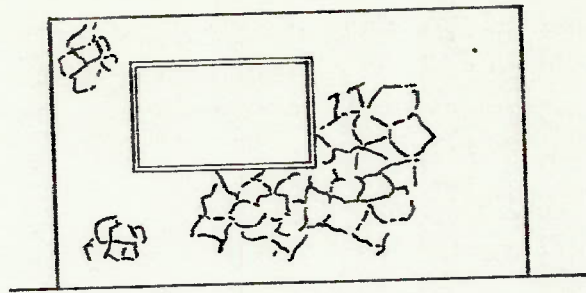


FIGURA 88 - Fissuração da argamassa de revestimento provocada por sua retração

Considerando-se a argamassa de revestimento aplicada sobre base indeformável, de acordo com Joisel<sup>(21)</sup> sua retração provocará o aparecimento de fissuras com abertura  $w$  e com distanciamento  $s_r$ , respectivamente expressos por:

$$w = \epsilon_r - \frac{f_t}{E_t} \left[ \frac{(2 \text{ a } 4) f_t}{\tau} + \frac{(1 + \nu) f_t}{E_t} \right] e \quad (39)$$

$$s_r = (2 \text{ a } 4) \frac{f_t}{\tau} \cdot e \quad (40)$$

onde:  $w$  = abertura da fissura

$s_r$  = distância entre duas fissuras adjacentes

$\epsilon_r$  = índice de retração da argamassa

$f_t$  = resistência à tração da argamassa

$E_t$  = módulo de deformação à tração da argamassa

$\nu$  = coeficiente de Poisson

$\tau$  = tensão de aderência entre a argamassa e a base

$e$  = espessura do revestimento



Através das equações apresentadas pode-se depreender que o nível de fissuração da argamassa de revestimento será:

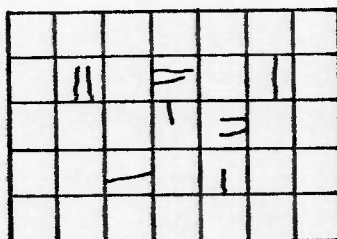
- diretamente proporcional ao seu índice de retração, à sua resistência à tração e à espessura da camada;
- inversamente proporcional ao seu módulo de deformação e ao seu poder de aderência com a base.

Em outras palavras, portanto, as equações 39 e 40 indicam que, quanto maior o consumo de cimento na argamassa, maior a potencialidade de formação de fissuras de retração no revestimento.

#### 7.2.5 Retração de argamassas de assentamento de azulejos

Os azulejos são peças cerâmicas esmaltadas, com espessuras bastante reduzidas, e que devem ser assentadas com argamassas mistas de cal, cimento e areia; as quantidades de cimento adicionadas à mistura devem ser, no entanto, extremamente reduzidas.

No caso de empregar-se um teor de cimento relativamente elevado, a argamassa de assentamento apresentará acentuada retração: isto provocará nos azulejos um abaulamento<sup>(65)</sup>, ou seja, suas faces de assentamento serão solicitadas à compressão, enquanto que as faces esmaltadas serão solicitadas à tração. Em função da intensidade dessas solicitações, as faces tracionadas poderão apresentar pequenas gretas, conforme ilustrado na Figura 89.



**FIGURA 89 - Gretagem de azulejos provocada pela retração da argamassa de assentamento**

## CAPITULO 8

## FISSURAS CAUSADAS POR ALTERACOES QUIMICAS DOS MATERIAIS DE CONSTRUCAO: MECANISMOS DE FORMACAO E CONFIGURACOES TIPICAS

Os materiais de construção são susceptíveis de deterioração pela ação de substâncias químicas, principalmente as soluções ácidas e alguns tipos de álcool; assim sendo, edifícios que abrigam fábricas de laticínios, cerveja, álcool e açúcar, produtos lácteos, celulose e produtos químicos em geral, podem ter seus materiais e componentes seriamente avariados por essas substâncias. Pela especificidade do tema, e também porque a patologia nesses casos manifesta-se muito mais na forma de lixiviação e não na formação de fissuras, essas deteriorações não serão aqui tratadas.

Também não serão consideradas alterações nas cadeias poliméricas de tintas e plásticos expostos à radiação solar, onde a ação do ultra-violeta ao longo do tempo provoca a micro-fissuração da película de pintura ou do componente plástico; o problema está muito mais voltado para envelhecimento natural e durabilidade, conforme abordado por Flauzino<sup>(66)</sup>.

Independentemente da presença de meios fortemente agressivos, como atmosferas com alta concentração de poluentes químicos e os ambientes industriais, os materiais de construção podem sofrer alterações químicas indesejáveis que redundem, dentre outras coisas, na fissuração do componente. Deixando de analisar também degenerações químicas que se manifestam nas argamassas de revestimento, assunto bem estudado por Cincotto<sup>(20 e 67)</sup>, serão enfocados a seguir três tipos de alterações químicas que se manifestam com relativa frequência.

## 8.1 HIDRATAÇÃO RETARDADA DE CALES

Uma cal bem hidratada apresenta óxidos livres de cal e magnésio,

em pequenos teores; em contrapartida, as cales mal hidratadas podem apresentar teores bastante elevados desses óxidos, que sempre estarão ávidos por água. No caso de fabricação de componentes ou elementos com cales mal hidratadas, se por qualquer motivo ocorrer uma umidificação do componente ao longo de sua vida útil, haverá a tendência de que os óxidos livres venham a hidratar-se, apresentando, em consequência, um aumento do volume de aproximadamente 100%<sup>(20)</sup>.

Em função da intensidade da expansão, poderão ocorrer fissuras e outras avarias, em tudo semelhantes àquelas analisadas para o caso das dilatações térmicas (capítulo 2) ou higroscópicas (capítulo 3). Em argamassas de assentamento, por exemplo, a sua expansão pode provocar trincas horizontais no revestimento, acompanhando as juntas de assentamento da alvenaria; essas trincas ocorrerão preferencialmente nas proximidades do topo da parede, onde são menores as tensões de compressão oriundas do seu peso próprio, conforme ilustrado na Figura 90.

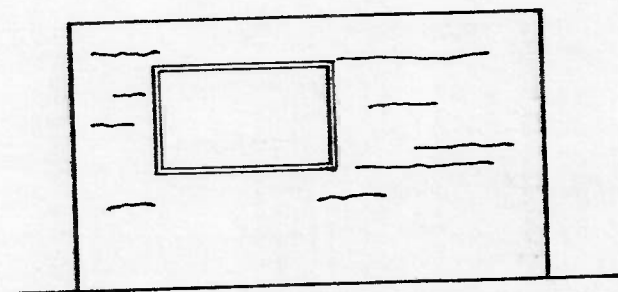


FIGURA 90 - Fissuras horizontais no revestimento provocadas pela expansão da argamassa de assentamento

## 8.2 ATAQUE POR SULFATOS

O aluminato tricálcico, um constituinte normal dos cimentos, pode reagir com sulfatos em solução formando um composto denominado sulfoaluminato tricálcico ou etringita, sendo que esta reação é acompanhada de grande expansão<sup>(68)</sup>. Portanto, para que a reação ocorra, é necessária a presença de cimento, de água e de sulfatos

solúveis; por esse motivo a utilização conjunta de cimento e gesso é potencialmente perigosa.

Os sulfatos poderão provir de diversas fontes, tais como o solo, águas contaminadas ou mesmo componentes cerâmicos constituídos por argilas com altos teores de sais solúveis. A água, por sua vez, poderá ter acesso aos componentes através de diferentes formas, tais como pela penetração de água de chuva em superfícies mal impermeabilizadas ou pela própria absorção da umidade resultante da ocupação da edificação (lavagem de pisos, asseio corporal, etc.).

No caso da expansão de argamassas de assentamento, por exemplo, ocorre inicialmente uma expansão geral da alvenaria, sendo que em casos mais extremos poderá ocorrer uma progressiva desintegração das juntas de argamassa<sup>(69)</sup>. No caso de alvenarias revestidas, as trincas desenvolvidas serão semelhantes àquelas que ocorrem pela retração da argamassa de revestimento, conforme representado na Figura 91; diferem das primeiras, entretanto, em três aspectos fundamentais: apresentam aberturas mais pronunciadas, acompanham aproximadamente as juntas de assentamento horizontais e verticais e aparecem quase sempre acompanhadas de eflorescências.

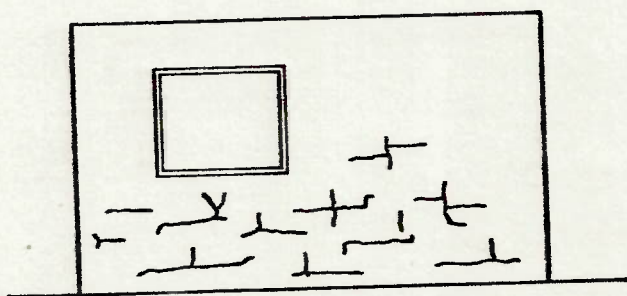


FIGURA 91 - Fissuras na argamassa de revestimento provenientes do ataque por sulfatos

De acordo com Johnson<sup>(60)</sup>, o efeito expansivo numa massa de concreto provoca fendilhamentos generalizados e fissuras que vão aumentando tanto na abertura quanto na profundidade, até que fragmentos de concreto relativamente grandes sejam destacados. Onde a

expansão não encontra vínculos resistentes (muros de arrimo, para-peitos, etc.) as trincas configuram-se ao acaso; quando a expansão encontra resistência ao longo de um ou mais eixos (pilares, por exemplo), as trincas ocorrem como uma série de aberturas paralelas ao eixo vinculado, com expansão lateral do concreto (Figura 92).

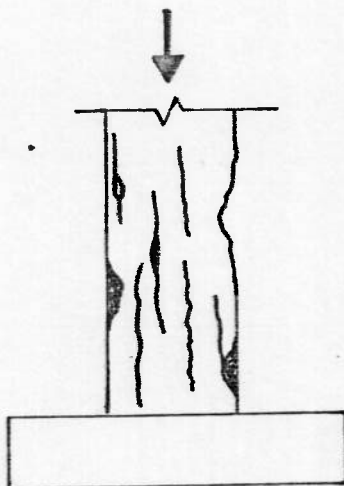


FIGURA 92 - Trincas e lascamentos em pilar, em função da expansão do concreto provocada pela ação de sulfatos

Em função de teores consideráveis de sulfatos presentes na água salgada, as estruturas marinhas de concreto armado são bastante susceptíveis a esse ataque, particularmente as peças sujeitas ao refluxo da maré, submetidas a constantes ciclos de umedecimento e secagem. Ainda para os concretos, outra fonte potencial de risco são os agregados obtidos a partir de rochas que contenham sulfatos solúveis; nesse caso ocorrerá a chamada reação álcali-agregado, com fenômeno de expansão exatamente igual ao acima mencionado.

### 8.3 CORROSÃO DE ARMADURAS

De forma deliberada, as armaduras das peças de concreto armado

são quase que invariavelmente colocadas nas proximidades de suas superfícies; no caso de cobrimentos insuficientes ou de concretos mal adensados, as armaduras ficarão sujeitas à presença de água e de ar, podendo-se desencadear então um processo de corrosão, que tende a abranger toda a extensão mal protegida da armadura. De acordo com Cānovas<sup>(70)</sup>, a corrosão de armaduras nas estruturas de concreto são decorrentes, preponderantemente, de processos eletroquímicos, característicos de corrosão em meio úmido, intensificando-se com a presença de elementos agressivos e com o aumento das heterogeneidades da estrutura, tais como: aeração diferencial da peça, variações na espessura do revestimento de concreto e heterogeneidades do aço ou mesmo das tensões a que está submetido.

Os mecanismos de desenvolvimento da corrosão não são simples, nelas interferindo diversos fatores como a permeabilidade do concreto à água e gases, o grau de carbonatação atingido pelo concreto, a composição química do aço, o estado de fissuração da peça e as características do ambiente, principalmente no que tange à umidade relativa do ar e à eventual presença de íons agressivos. Neste último caso, deve-se dedicar especial cuidado ao emprego indiscriminado de cloreto de cálcio como aditivo acelerador de pega, não só no que tange à concentração empregada, mas também no que diz respeito à homogeneização deste componente na massa de concreto; segundo Helene<sup>(71)</sup>, pequenos teores de cloreto, concentrados numa determinada região da peça, podem ser mais prejudiciais do que altos teores distribuídos de maneira uniforme e homogênea.

No caso de painéis pré-fabricados de concreto celular autoclavado, caso sejam armados, especial atenção deverá ser dada à proteção anti-corrosiva da tela metálica, já que a porosidade do concreto celular favorece sobremaneira a circulação de umidade e de ar nas vizinhanças da armadura; nessa circunstância, após iniciado, o processo de corrosão é praticamente irreversível.

As reações de corrosão, independentemente de sua natureza, produzem óxido de ferro, cujo volume é muitas vezes maior do que o volume original do metal são. Essa expansão provoca o fissuramento e o lascamento ("spalling") do concreto nas regiões próximas às armaduras; numa viga de concreto armado, por exemplo, o fissura

mento ocorrerá principalmente nas posições dos estribos, conforme indicado na Figura 93.

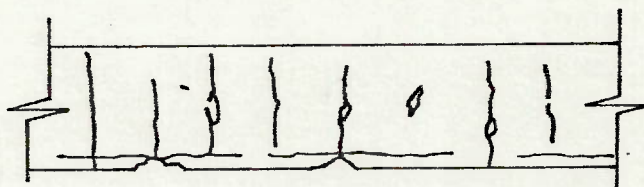


FIGURA 93 - Trincas e lascamentos no concreto provocados pela corrosão da armadura

## CAPITULO 9

## PREVENCAO DE FISSURAS NOS EDIFICIOS

A prevenção de fissuras nos edifícios, como não poderia deixar de ser, passa obrigatoriamente por todas as regras de bem planejar, bem projetar e bem construir; mais ainda, exige um controle sistêmico e eficiente da qualidade dos materiais e dos serviços, uma perfeita harmonia entre os diversos projetos executivos, estocagem e manuseio correto dos materiais e componentes no canteiro de obras, utilização e manutenção correta do edifício, etc.

De acordo com François Bacon, citado por Joisel<sup>(21)</sup>, "Saber, na realidade, é conhecer as causas". Nos capítulos anteriores tentou-se analisar as principais causas de formação de fissuras nos edifícios, pois somente através do seu perfeito entendimento é que poderão ser tomadas medidas eficientes que culminem na prevenção do problema.

É muito extensa a relação de medidas preventivas que podem ser consideradas, algumas delas não implicando praticamente na oneração do custo do edifício; pode-se argumentar, entretanto, que a maioria das medidas preventivas são demasiadamente caras, incompatíveis com o poder de compra dos nossos consumidores de edificações. Pode-se contra-argumentar, entretanto, que o custo de um edifício não se restringe ao seu custo inicial, mas também ao seu custo de operação e manutenção, e que não prevenir a ocorrência de trincas ou outras patologias é uma medida puramente financeira e/ou comercial, nem técnica e nem econômica. Os usuários de edifícios, infelizmente, quase sempre não sabem disso; os engenheiros e arquitetos, lamentavelmente, nem sempre se recordam.

As recomendações de cálculo, os cuidados a serem tomados nos diversos projetos, os detalhes construtivos mais eficientes, as propriedades dos materiais de construção, os métodos de organização e planejamento de obras, enfim, todas as boas regras da "Ciência



das Edificações", estão contidas na normalização nacional e estrangeira, nos bons livros técnicos, nas revistas especializadas, nos anais de congressos e seminários, nos bons manuais de construção.

Como já foi dito, a série de medidas preventivas é muito extensa: faltam espaço e competência para relacioná-las. Todavia, considerando os problemas mais comuns que se tem verificado em nossos edifícios, apresentam-se nos itens subsequentes alguns cuidados básicos que poderão reduzir sensivelmente o problema, sem onerar demasiadamente o custo da obra.

### 9.1 FUNDAÇÕES

Para prevenir a fissuração devida a recalques diferenciados, no projeto das fundações dever-se-á ter um conhecimento mínimo sobre as propriedades do solo, o que poderá ser conseguido por exemplo com um programa de sondagens de simples reconhecimento; a partir dos resultados dessas sondagens, poder-se-á optar pelo melhor tipo de fundação e pelas exigências do seu dimensionamento, ou concluir-se pela necessidade de estudos mais aprofundados (ensaios edométricos, provas de carga, etc.).

Como foi citado por Mello<sup>(48)</sup>, no projeto das fundações poderá prevalecer o critério dos recalques admissíveis, em função da rigidez da super-estrutura e dos demais componentes do edifício; portanto, não basta projetar-se a fundação tendo como única informação do calculista a planta de carga dos pilares ou das paredes portantes, e, do arquiteto, a função destinada ao edifício.

A consideração do inter-travamento entre componentes isolados da fundação, da possibilidade de flutuação do nível do lençol freático, do adensamento de aterros, da falta de homogeneidade do solo, de carregamentos muito diferenciados, do atrito lateral que realmente poderá ser mobilizado, da interferência com fundações de edifícios vizinhos e da possibilidade de ocorrência de recalques profundos, é essencial para projetar-se a fundação de maneira a

limitarem-se os recalques diferenciados; quanto ao último aspecto citado, especial atenção deverá ser dada à existência de sapatas muito próximas ou de estacarias muito densas, que induzirão no solo bulbos de pressão muito mais profundos do que aqueles que resultariam da ação de um componente isolado.

Diversos estudos de campo já foram desenvolvidos para aquilatar-se o grau de dano promovido aos edifícios pela ocorrência de recalques diferenciados; em função de estudos dessa natureza, Bjerrum<sup>(53)</sup> considera, para diferentes distorções angulares, diferentes possibilidades de danos, conforme registrado na Tabela 10 a seguir:

TABELA 10 - Danos causados aos edifícios pela ocorrência de recalques diferenciados das fundações - Bjerrum<sup>(53)</sup>

Distorção* angular	Ocorrências previstas
$\frac{1}{600}$	- Possibilidade de trincas em estruturas contraven- tadas por peças diagonais
$\frac{1}{500}$	- Limite de segurança para obras que não podem apre- sentar trincas
$\frac{1}{300}$	- Possibilidade de ocorrência das primeiras trincas em alvenarias e paredes em geral - Início de problemas com operação de pontes rolan- tes
$\frac{1}{250}$	- Limite a partir do qual a inclinação de prédios altos, por efeito dos recalques, começa a ser vi- sível
$\frac{1}{150}$	- Trincas com grandes aberturas começam a surgir em paredes e alvenarias - Surgimento de danos nas peças estruturais

(\*) relação entre o recalque diferenciado e a distância entre dois pontos adjacentes que estão sendo considerados.

Os recalques admitidos pelo Código de Construções da União Soviética, citado por Bowles<sup>(50)</sup>, levam em consideração, além do tipo de estrutura, a natureza do solo e o máximo recalque absoluto; seus valores encontram-se apresentados na Tabela 11 seguinte:

TABELA 11 - Recalques admitidos pelo Código de Construções da URSS - citado por Bowles<sup>(50)</sup>

Tipo de estrutura e destinação do edifício	Máxima distorção angular		Máximo recalque absoluto (cm)
	areia ou argila dura	argila plástica	
Pontes rolantes	$\frac{1}{330}$	$\frac{1}{330}$	-
Estruturas de aço e concreto	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{770}$	10
Extremidades de estruturas reticuladas, fechadas com alvenarias	$\frac{1}{1420}$	$\frac{1}{1000}$	15
Estruturas flexíveis	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{200}$	-
Edifícios em alvenaria portante ( $L/H^* \leq 3$ )	$\frac{1}{330}$	$\frac{1}{250}$	8 ( $L/H \geq 2,5$ ) 10 ( $L/H \leq 1,5$ )
Edifícios em alvenaria portante ( $L/H^* > 5$ )	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{140}$	-
Edifícios industriais	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{1000}$	-
Chaminês, fundações circulares, caixas d'água elevadas	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{250}$	30

(\*) L = distância entre dois pontos adjacentes considerados

H = altura da parede a partir do respaldo da fundação

Como se pode notar pela Tabela 11, as exigências soviéticas para alvenaria portante são estranhamente condescendentes, supondo-se que tais edifícios sejam admitidos como corpos rígidos, isto é, giram

sem apresentar distorções; já os belgas, através do C.S.T.C<sup>(57)</sup>, são bem mais conservadores em relação aos recalques admitidos para alvenarias, conforme valores transcritos na Tabela 12 a seguir:

TABELA 12 - Recalques admitidos pelo Centre Scientifique et Technique de la Construction<sup>(57)</sup>

Tipo de estrutura	Solo	Máxima distorção angular	Máximo recalque absoluto (mm)	
			Componentes isolados	Radiers
Estruturas reticuladas	argilas	$\frac{1}{300}$	75	75 a 110
	areias	$\frac{1}{300}$	50	50 a 75
Alvenarias portantes	argilas	$\frac{1}{1000}$	25	25 a 40
	areias	$\frac{1}{1000}$	15	15 a 25

A despeito das limitações ainda hoje existentes no conhecimento sobre a propagação de pressões e a real deformabilidade dos solos, predições suficientemente satisfatórias de recalques poderão ser feitas empregando-se os diversos modelos matemáticos já desenvolvidos, alguns deles citados no Capítulo 6 (Terzaghi, Schmertmann, Newmark, Poulos e Davis, etc.); a estimativa dos parâmetros elásticos do solo através de ensaios de penetração estática (SPT) ou dinâmica ("deepsounding"), e até mesmo a adoção de valores em função da correta identificação do tipo de solo e da estratificação das camadas, poderão dar ao projetista importantes elementos, mesmo que qualitativos, para a previsão do funcionamento da fundação. Desnecessário dizer que o grau de erro dessa previsão, em função até mesmo da limitação dos conhecimentos, dependerá substancialmente da sensibilidade e da experiência do engenheiro de funda

ções, o que de certa maneira o torna, dentro do atual mundo ciber-  
nético, um profissional privilegiado.

Verificada pelo projetista das fundações a possibilidade de ocor-  
rência de recalques diferenciados perigosos, adota-se uma "super-  
fundação", anti-econômica, ou discute-se com o calculista e com  
o arquiteto medidas que possam aumentar a flexibilidade do edifi-  
cio (juntas na estrutura, desvinculação de paredes, etc.); nesse  
sentido, diversas fontes<sup>(50,51,57,72)</sup> recomendam a adoção de jun-  
tas de movimentação no corpo do edifício, sempre que se verifica-  
rem situações potencialmente perigosas, como aquelas ilustradas  
na Figura 94.

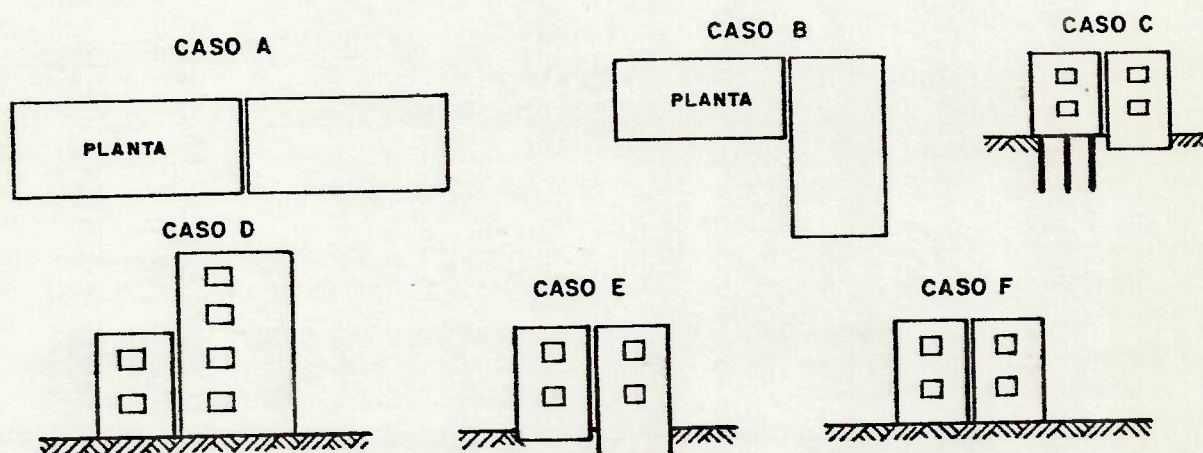


FIGURA 94 - Juntas na estrutura para evitar-se a ocorrência de da-  
nos por recalques diferenciados das fundações

- a) edifícios muito longos
- b) edifícios com geometria irregular
- c) sistemas de fundação diferentes
- d) carregamentos diferentes
- e) cotas de apoio diferentes
- f) diferentes fases de construção

Nos pequenos edifícios residenciais ou comerciais, com 2 ou 3 pa-  
vimentos, é bastante comum o emprego de brocas de concreto com cer-  
ca de 3 m de comprimento, verificando-se na prática a ocorrência

de fissuras em alvenarias não tanto pelo recalque diferenciado das brocas, mas sobretudo pela falta de rigidez das vigas de fundação; no tocante a brocas não armadas, em função do seu diâmetro, Borges<sup>(73)</sup> recomenda as seguintes capacidades de carga:

- Ø 20 cm: capacidade de carga = 4 a 5 Tf;
- Ø 25 cm: capacidade de carga = 7 a 8 Tf;

Também com frequência nesses pequenos edifícios são empregadas sapatas corridas de concreto armado; nesse caso os recalques devem ser calculados considerando-se o componente suportado por apoio elástico, podendo-se empregar as fórmulas apresentadas por Timoshenko<sup>(15)</sup> ou Roark<sup>(74)</sup>. Tanto para as vigas de fundação como para as sapatas corridas, recomenda-se que as flechas desenvolvidas não excedam os valores que serão analisados no item a seguir.

De acordo com Crawford<sup>(72)</sup>, "movimentos da fundação sempre vão existir: o importante é salientar que o comportamento em serviço da fundação pode ser satisfatoriamente previsto, tendo o projetista o compromisso de aliar seu desejo de recalque nulo com o desejo do proprietário da obra de que a fundação seja a mais barata possível". Continuando, Crawford ainda cita que "em certos casos é vantajoso aceitar maiores recalques, projetando-se juntas de acomodação na super-estrutura, devendo-se considerar ainda que juntas projetadas no edifício com outras finalidades, poderão absorver pequenas movimentações do sistema de fundação. Uma vez entendida a interação entre o solo e o edifício, começam a ficar óbvias as vantagens do trabalho conjunto entre o engenheiro de fundações, o calculista da estrutura e o arquiteto".

## 9.2 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Como foi mencionado anteriormente, as estruturas de concreto armado poderão apresentar deformações que em nada afetarão o comportamento em serviço de seus componentes, mas que poderão comprometer o desempenho de outros elementos da construção (vedações, pisos,

caixilhos, etc.).

Os esforços e as deformações introduzidas nos componentes estruturais pelas cargas de serviço e pelas deformações impostas (recalques de fundação, movimentações térmicas, etc.), poderão ser calculados com razoável precisão empregando-se modelos da teoria da elasticidade e as regulamentações técnicas desenvolvidas<sup>(25,31,etc.)</sup>; o Comitê Euro-International du Beton, por exemplo, acaba de divulgar ao meio técnico um trabalho bastante bom sobre efeitos produzidos em estruturas de concreto pela ação de movimentações térmicas<sup>(75)</sup>.

Existem muitas divergências sobre o espaçamento a ser observado entre juntas de dilatação numa estrutura de concreto armado: as recomendações variam entre 30 m e 60 m, adotando-se, em geral, 50 m; em função da natureza dos componentes de fechamento e das condições de exposição do edifício, ou até mesmo em função de movimentos das fundações, conforme enfocado no item anterior, grandes espaçamentos poderão provocar sérios danos aos componentes não estruturais do edifício.

Na realidade, a distância entre juntas de dilatação dependerá muito mais de fatores extrínsecos à estrutura, sendo que, do ponto de vista eminentemente estrutural, alguns autores consideram até mesmo dispensável o emprego dessas juntas. Fintel<sup>(76)</sup>, levando em conta o comportamento global do edifício, considera necessárias não só as juntas na direção do comprimento do prédio, como também recomenda a adoção de juntas na direção da sua altura; assim sendo, a cada dois pavimentos, seriam criadas juntas de movimentação entre o topo das paredes e a estrutura, visando acomodar deformações do concreto oriundas de variações térmicas, retração, etc.

Do ponto de vista do fissuramento dos componentes estruturais de concreto armado, de acordo com o que foi apresentado no Capítulo 4, pode-se prever com mínima margem de erro o nível de fissuração das peças. Tendo em vista a durabilidade da estrutura, os códigos de concreto armado<sup>(25,31,32,etc.)</sup> apresentam limitações nas aberturas das fissuras e as mínimas taxas de armadura a serem empregadas nos componentes estruturais, a fim de que não seja atingido o

estado de fissuração inaceitável; para solicitações de flexão ou tração pura, por exemplo, a taxa mínima de armadura pode ser de terminada por:

$$\rho_{r,\min} = \frac{f_{ct} \cdot \emptyset}{4 f_{bu} \cdot s_{rm}} \quad (41)$$

onde:  $\rho_{r,\min}$  = taxa geométrica mínima para que não ocorra o estado inaceitável de fissuração da peça

$f_{ct}$  = resistência à tração do concreto

$\emptyset$  = diâmetro da armadura tracionada

$f_{bu}$  = resistência do concreto ao cisalhamento

$s_{rm} = \frac{\omega_{\max}}{1,7 (\epsilon_{sm,r} - \epsilon_{cs})}$

$\omega_{\max}$  = abertura máxima admitida para as fissuras

$\epsilon_{sm,r}$  = alongamento médio da armadura tracionada

$\epsilon_{cs}$  = retração do concreto

As estruturas apresentarão distorções de diversas ordens. Conforme representado na Figura 95, três situações poderão ocorrer:

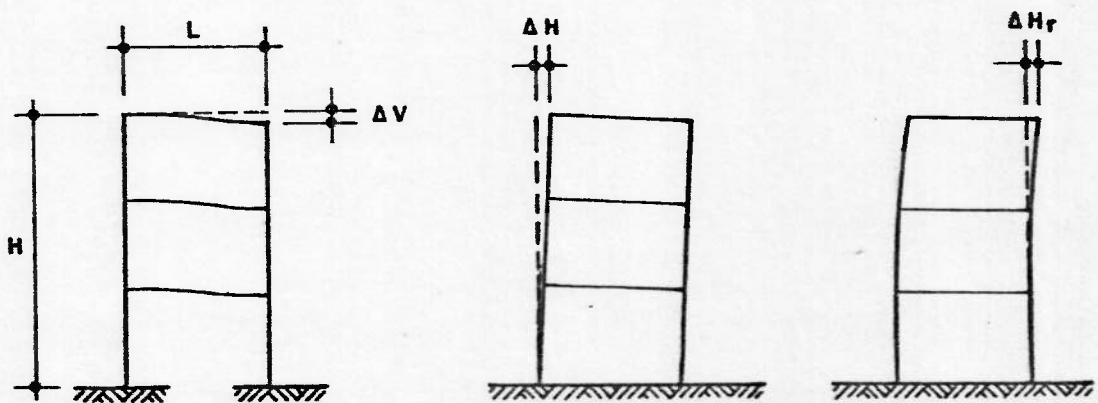


FIGURA 95 - Distorções angulares num edifício com estrutura reticulada



No geral, as deformações globais da estrutura deverão ser limitadas, principalmente para que não sejam introduzidas elevadas tensões de cisalhamento nas paredes de fechamento; o Centre Scientifique et Technique de la Construction<sup>(77)</sup>, por exemplo, limita essas distorções aos seguintes valores:

- a)  $\Delta V < L/300$  ( $\Delta V$  pode ser provocado por recalque diferenciado, deformação lenta do concreto, temperatura, etc.);
- b)  $\Delta H < H/500$  ( $\Delta H$  = deslocamento horizontal provocado pela ocorrência de  $\Delta V$ , comportando-se o edifício como um corpo rígido);
- c)  $\Delta H_r < 4 \text{ mm}$  ( $\Delta H_r$  = deslocamento relativo entre dois estágios distintos de carregamento, por exemplo, atuação e não atuação do vento).

Os efeitos mais nefastos de deformações da estrutura, contudo, são aqueles advindos da deflexão de vigas e lajes; tais deflexões poderão assumir valores bastante significativos, principalmente pela deformação lenta e pela fissuração do concreto na região tracionada da peça, conforme foi analisado no Capítulo 5. Para prevenir tais defeitos as flechas dos componentes estruturais devem ser limitadas e/ou detalhes construtivos apropriados devem ser previstos; alguns desses detalhes serão analisados nos itens seguintes.

Em termos de limitação das deflexões, o CSTC<sup>(77)</sup> faz exigências distintas em função da natureza do componente apoiado sobre viga ou laje, considerando a flecha " $f_b$ " que se manifesta após a instalação do componente (montagem da parede, assentamento do piso, etc.); as flechas máximas " $f_b$ " estipuladas pelo CSTC, consideram inclusive a parcela resultante da deformação lenta do concreto, encontram-se apresentadas na Tabela 13 a seguir:

TABELA 13 - Flechas máximas admitidas pelo CSTC<sup>(77)</sup>, após a instalação do componente

Natureza do componente		$f_{b,m\bar{x}}$
Alvenaria ou painéis pré-fabricados apoiados sobre viga ou laje	parede com aberturas	1/1000
	parede sem aberturas	1/500
	parede com aberturas, com detalhes apropriados	1/500
Caixilhos envidraçados sob viga ou laje	sem possib. de movimento	1/1000
	com possib. de movimento	1/500
Revestimento de piso <u>as</u> sentado sobre laje	piso rígido (cerâmica, etc.)	1/500
	piso flexível (carpete, etc.)	1/250
Revestimento de forro	argamassa rígida	1/350
	rev. flexível, forro falso	1/250
Lajes de cobertura		1/250
Vigas suportando pontes rolantes		1/500

Pfeffermann<sup>(2)</sup> faz uma análise da normalização de diversos países, no tocante às flechas de longa duração admitidas, verificando que os limites chegam a diferir bastante de um país para outro, e que normalmente não se leva em conta a natureza do componente apoiado sobre a viga ou a laje; os valores estipulados por algumas dessas normas são os seguintes:

a) França (BA-G0):  $f_{\infty}/L \leq 1/500$

b) Estados Unidos (ACI318):  $f_{\infty}/L \leq 1/360$

c) Países Baixos (GBV 62):

- .  $f_{\infty}/L < 1/250$  (sobrecarga de ocupação inferior ao peso próprio)
- .  $f_{\infty}/L < 1/500$  (sobrecarga de ocupação superior ao peso próprio)

d) U.R.S.S. - Romênia:

- |                                |   |   |
|--------------------------------|---|---|
| . lajes nervuradas<br>ou vigas | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>f_{\infty}/L &lt; 1/200</math> (<math>L &lt; 5</math> m)</li> <li>- <math>f_{\infty}/L &lt; 1/300</math> (<math>5</math> m <math>\leq</math> <math>L &lt; 7</math> m)</li> <li>- <math>f_{\infty}/L &lt; 1/400</math> (<math>L \geq 7</math> m)</li> </ul> |
| . lajes sem nervuras           | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>f_{\infty}/L &lt; 1/200</math> (<math>L &lt; 7</math> m)</li> <li>- <math>f_{\infty}/L &lt; 1/300</math> (<math>L \geq 7</math> m)</li> </ul>  |

Além da limitação da flecha, cujo cálculo inclui uma série de fatores de quantificação relativamente difícil, as normas estrangeiras sobre cálculo e execução de estruturas de concreto armado normalmente estipulam um limite mínimo para a relação  $h/L$ , sendo "h" a altura da viga ou da laje e "L" o vão teórico do componente; Pfeiffermann<sup>(2)</sup> analisa exigências de diversas normas a esse respeito, concluindo que:

- a) para vigas, os limites recomendados são bastante divergentes, variando de  $1/20$  a  $1/27$  (bi-apoiadas) e de  $1/25$  a  $1/37$  (contínuas), excetuando-se a França com limites muito mais severos;
- b) idem para lajes maciças, onde os limites variam de  $1/20$  a  $1/35$ ;
- c) para lajes tipo cogumelo os valores recomendados são bastante próximos, em média  $1/35$ .

Nas Tabelas 14, 15 e 16 a seguir apresentam-se, de forma resumida, os valores estipulados por algumas entidades normativas, respectivamente para vigas, lajes maciças e lajes tipo cogumelo:

TABELA 14 - Limites de h/L para vigas de concreto armado

País - Norma	Valor limite de h/L		Observações
	apoio simples	vigas contínuas	
França (BA-60)	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{16}$	$100 \rho_r < 0,8 \frac{2400}{f_{yk}}$
Gran Bretanha (CP 114)	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{25}$	-
Estados Unidos (ACI - 318)	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{26}$	tramo intermediário
		$\frac{1}{23}$	tramo extremo
Países Baixos (GBV 62)	$\frac{1}{26}$	$\frac{1}{37}$	tramo intermediário
		$\frac{1}{30}$	tramo extremo

TABELA 15 - Limites de h/L para lajes maciças de concreto armado

País - Norma	Espessura mínima (cm)	Valor limite da relação h/L			
		lajes simplesm. apoiadas		lajes contínuas	
		armadas numa direção	armadas em 2 direções	armadas numa direção	armadas em 2 direções
França (BA-60)	5	$\frac{1}{20}$	-	$\frac{1}{27}$	-
Gran-Bretanha (CP 114)	-	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{35}$	$\frac{1}{35}$	$\frac{1}{40}$
Estados Unidos (ACI 318)	9	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{45}^{**}$	$\frac{1}{35}$	-
Países Baixos (GBV 62)	8 7*	$\frac{1}{32}$	-	$\frac{1}{45}$	-

(\*) para lajes de cobertura

(\*\*) laje constituída por seções pré-fabricadas, com armadura de distribuição

TABELA 16 - Limites de h/L para lajes maciças de concreto armado tipo cogumelo

País - Norma	Lajes apoiadas em pilares sem capitel		Lajes apoiadas em pilares com capitel	
	$\frac{h}{L}$ máximo	espessura mínima (cm)	$\frac{h}{L}$ máximo	espessura mínima (cm)
Gran-Bretanha (CP 114)	$\frac{1}{36}$ $(\frac{1}{32})^*$	12,5	$\frac{1}{40}$ $(\frac{1}{36})^*$	12,5
Países Baixos (GBV 62)	$\frac{1}{32}$	-	$\frac{1}{36}$	-
Estados Unidos (ACI 318)	$\frac{1}{33}$ $(\frac{1}{36})^{**}$	12,5	$\frac{1}{36}$ $(\frac{1}{40})^{**}$	10

(\*) para painéis localizados na borda da laje

(\*\*) para aços doces

Em função desse quadro, portanto, pode-se extrapolar a recomendação de Vitor Mello<sup>(48)</sup>, direcionada ao projeto das fundações, para o cálculo da estrutura, ou seja, muitas vezes o dimensionamento da viga ou da laje deverá ser condicionado pelo critério da flecha admissível, e não pelo critério de ruína. O CEB<sup>(32)</sup> cita que "a princípio, o calculista deverá escolher os limites de deflexão que acredita serem apropriados, levando em conta o tipo de estrutura e a destinação do edifício; códigos, normas técnicas ou outras regulamentações não podem oferecer mais do que diretrizes gerais".

### 9.3 LIGAÇÕES ENTRE ESTRUTURA E PAREDES DE VEDAÇÃO

As movimentações higo-térmicas da parede e da estrutura, as aco

modações do solo e as deflexões dos componentes estruturais introduzirão tensões nas paredes de fechamento que, em função da natureza do seu material constituinte e da própria intensidade da movimentação, poderão ser absorvidas. Sempre que houver, entretanto, incompatibilidade entre as deformações impostas e as deformações admitidas pela parede, cuidados devem ser tomados no sentido de evitar-se a fissuração da parede ou o seu destacamento do componente estrutural, principalmente no caso de fachadas onde, através da fissura ou do destacamento, ocorrerá a penetração de água para o interior do edifício.

Um dos problemas mais sérios que se apresentam para as paredes de vedação é a deflexão de vigas e lajes; nesse sentido, muito poderá ser feito retardando-se ao máximo a montagem das paredes. Para que as deflexões dos andares superiores não sejam transmitidas aos andares inferiores, a montagem das paredes deverá ser feita do topo para a base do prédio; quando isto for impossível, o encunhamento\* das paredes deverá ser efetuado "a posteriori" ou, como sugere Pfeffermann<sup>(2)</sup>, os fechamentos deverão ser inicialmente efetuados em pavimentos alternados (Figura 96).

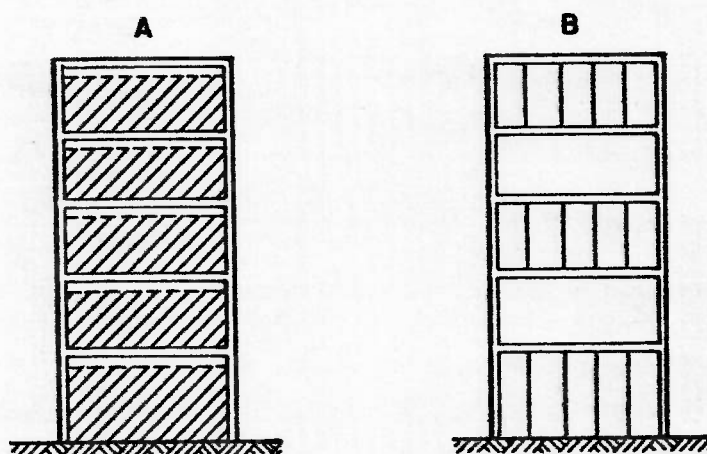


FIGURA 96 - Montagem recomendada para as paredes de vedação  
 a) encunhamento a posteriori (indicado para alvenarias)  
 b) montagem em pavimentos alternados (painéis)

(\* ) o encunhamento deve ser feito com materiais com pequeno módulo de deformação, por exemplo, tijolos maciços de barro e argamassa de cal e areia, podendo-se adicionar pequena quantidade de cimento.

No caso de estruturas muito flexíveis, e/ou de paredes muito rígidas, o CSTC<sup>(77)</sup> recomenda a introdução de material deformável (poliuretano expandido, feltro betumado, estiropor, etc.) na base da parede; diversas outras fontes<sup>(2,63,78,79)</sup> recomendam a inclusão deste material deformável no topo da parede, conforme Figura 97.

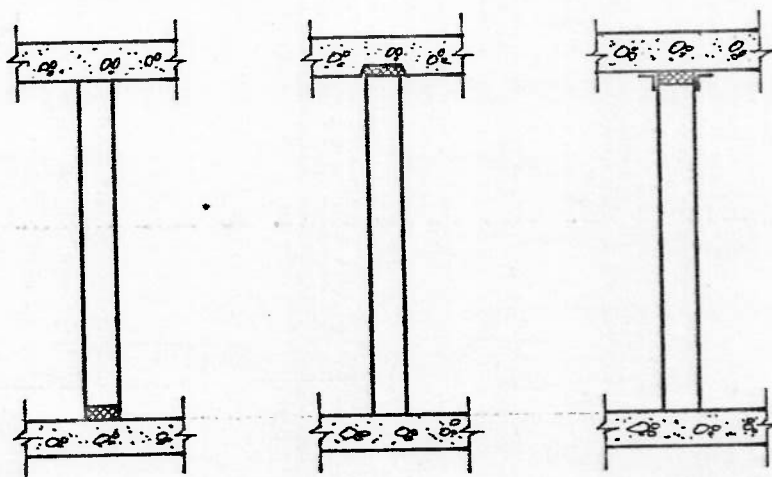


FIGURA 97 - Junta de dessolidarização entre a parede e a estrutura, com o emprego de material deformável

No caso do emprego dessas juntas, o contraventamento lateral da parede poderá ser garantido por outras paredes transversais ou, em situações adversas, por ganchos de aço chumbados respectivamente na parede e no componente estrutural. O acabamento da junta poderá ser efetuado com moldura de gesso ou, conforme ilustrado na Figura 98, com selante flexível à base de resina acrílica, poliuretano, silicone, etc.

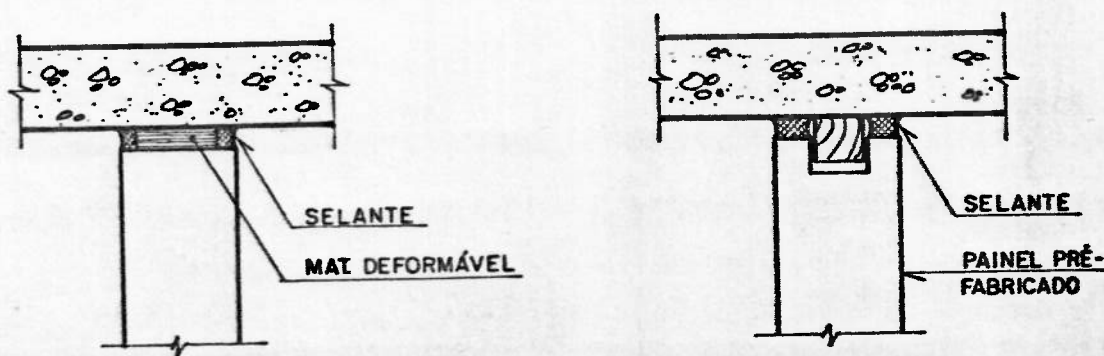


FIGURA 98 - Acabamento de juntas com selante flexível

Um problema que se tem verificado particularmente crítico é o do destacamento entre paredes e pilares; nossa prática construtiva, baseada no emprego de alvenaria de tijolos de barro ou blocos cerâmicos, com paredes revestidas, sempre e só considerou essa ligação com o emprego de argamassa, tomando-se o cuidado de chapiscar previamente o pilar e, algumas vezes, chumbando-se no mesmo alguns ferros de espera. Essa ligação funcionava bem porque as estruturas eram mais rígidas, porque o revestimento acabava absorvendo parcialmente as movimentações ocorridas e também porque, como já foi visto, há uma tendência do material cerâmico permanecer estável ou expandir-se, sendo muito raro o caso de retração.

Essa prática de ligação foi simplesmente transposta para outros materiais (blocos de concreto, sílica-cal, concreto celular, etc.), outros componentes (painéis), outros sistemas construtivos ("Outinord", etc.) e outras condições de acabamento (alvenaria aparente), sem considerar-se devidamente fatores muito importantes como retração, rigidez dos componentes da parede, etc. Assim sendo, a ligação tradicional pode ser mantida apenas para estruturas razoavelmente rígidas, para paredes não muito extensas e para componentes que não apresentem considerável retração de secagem ou movimentações térmicas muito pronunciadas.

Quando tais condições não forem verificadas, e principalmente no caso de fachadas não revestidas, cuidados especiais devem ser tomados nas ligações parede/pilar, empregando-se sempre materiais flexíveis; para painéis pré-fabricados, por exemplo, existem diversas indicações<sup>(80,81,82)</sup> para a execução das uniões entre painéis adjacentes e entre estes e os pilares, mediante o emprego de selantes flexíveis, perfis extrudados de PVC, etc.

Para o caso mais rotineiro da construção não industrializada, as ligações mecânicas entre pilares e paredes poderão ser executadas com ferros de espera, empregando-se todavia entre o pilar e a parede um material deformável (cortiça, poliuretano, etc.), capaz de absorver as movimentações diferenciadas. Os encontros entre paredes e pilares poderão ser arrematados com qualquer tipo de mata-juntas ou com selante flexível, conforme representado na Figura 99.



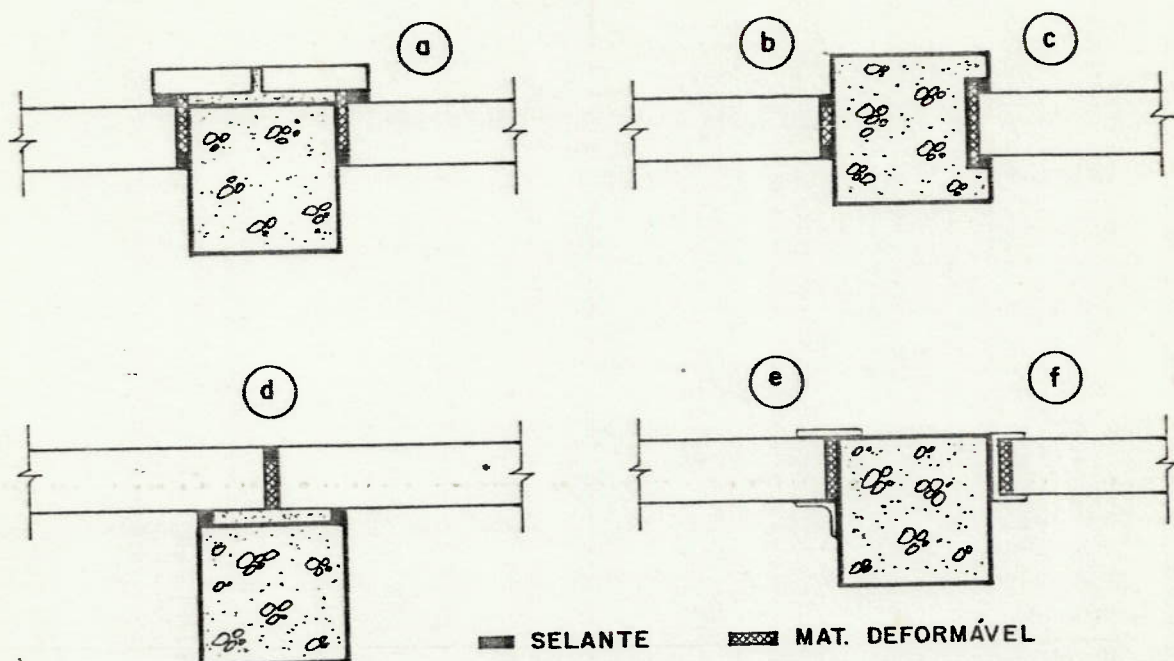


FIGURA 99 - Juntas de acomodação entre paredes e pilares

- a) pilar revestido com tijolos cerâmicos
- b) junta aparente na borda do pilar
- c) junta não aparente, parede encaixada no pilar
- d) junta aparente no corpo da parede
- e) mata-juntas fixados aos pilares
- f) perfil de alumínio fixado ao pilar

#### 9.4 ALVENARIAS

As alvenarias, portantes ou não, apresentam em geral bom comportamento às solicitações de compressão axial, o mesmo não ocorrendo com os outros tipos de esforços (tração e cisalhamento); portanto, sempre que possível, as cargas excêntricas deverão ser evitadas, as cargas concentradas deverão ser distribuídas por meio de coxins, as concentrações de tensões nas aberturas deverão ser absorvidas por vergas e contra-vergas, etc.

Também deve ser evitada a presença de água na alvenaria acabada, o que pode provocar movimentações higroscópicas acentuadas, mani

festação de eflorescências, expansão pela eventual presença de sulfatos ou até mesmo a dissolução de compostos da argamassa de assentamento; nesse sentido, podem ser tomadas providências tais como: boa impermeabilização da fundação, adoção de detalhes arquitetônicos que façam com que a água de chuva descole da fachada, revestimento da parede com película impermeável ou hidrófuga, presença de uma cobertura verdadeiramente estanque e medidas que evitem o empoçamento de água nas bases das paredes.

Sendo muito sensíveis às distorções e deflexões, as alvenarias exigem cuidados especiais no projeto das fundações e no cálculo da estrutura; alvenarias portantes em edifício com pilotis, por exemplo, significa a necessidade de projetarem-se vigas de transição com elevada rigidez.

Os cuidados com a execução das alvenarias deverão iniciar-se pelo controle de recepção e estocagem dos blocos ou tijolos, atentando-se principalmente para os seguintes detalhes:

- componentes com grandes variações dimensionais dificultarão a aparelhagem da parede, exigirão maior consumo de argamassa de revestimento, darão origem a juntas horizontais irregulares, gerando concentração de tensões em determinados blocos ou tijolos, etc.;
- componentes mal curados apresentarão retração intensa na parede acabada;
- componentes não abrigados no canteiro absorverão água de chuva, contraindo-se subsequentemente na parede quando esta água evaporar-se.

O comportamento das alvenarias será condicionado pela efetividade da ligação componente/argamassa; de acordo com Sabbatini<sup>(38)</sup>, o poder de sucção do bloco é de fundamental importância, pois dele depende a aderência da argamassa e a resistência da junta contra a penetração de água de chuva nas alvenarias aparentes. Tal

poder de sucção dos blocos pode ser avaliado diretamente por ensaios de sucção inicial (norma ASTM C-67), ou indiretamente por ensaios de absorção de água.

Os blocos, independentemente do tipo de material, deverão portanto apresentar poder de absorção dentro de uma determinada faixa; se a absorção for muito pequena, não haverá boa penetração dos cristais hidratados do aglomerante nos poros do bloco, prejudicando-se portanto a aderência mecânica. Se, por outro lado, a absorção for muito grande, não haverá água suficiente para a hidratação do aglomerante, prejudicando-se mais uma vez a aderência. Entendido esse mecanismo, parece resolvida uma velha dúvida do canteiro de obras: molhar ou não molhar os blocos? A resposta seria: umedecer os blocos, sem encharcá-los, sempre que os mesmos apresentem-se muito ressecados.

As faixas de absorção de água ou sucção inicial especificadas pelas diferentes normas variam muito. Para blocos cerâmicos, por exemplo, os italianos (UNI 5632/65) estipulam uma absorção de água compreendida entre 8% e 28%, enquanto os ingleses (BS 3921) não fazem nenhuma exigência; para blocos de concreto, os belgas (NBN 538) exigem uma absorção de água não inferior a 12%, enquanto que os brasileiros (EB-959/78) especificam uma absorção máxima de 10%. O National Building Research Institute<sup>(83)</sup> recomenda, para blocos sílico-calcários, sucção inicial compreendida entre 14 e 35 gramas de água por minuto por 30 polegadas quadradas ( $\approx 194 \text{ cm}^2$ ) de área exposta.

Independentemente do tipo ou do poder de sucção do bloco, todavia, a escolha do tipo de argamassa de assentamento é que influirá decisivamente no melhor ou pior comportamento da alvenaria; considerando o grande poder de acomodação às mais diferentes solicitações, conforme analisado no Capítulo 7 (item 7.2.3), e a importância relativa na resistência mecânica da parede às solicitações de compressão, como foi visto no Capítulo 4 (item 4.3), deverão sempre ser empregadas argamassas mistas, a não ser que se disponha de um cimento especial ("masonry cement") de qualidade comprovada.

Assim sendo, praticamente todas as especificações técnicas recomendam argamassas proporcionadas com um volume de aglomerante (cimento e cal misturados) para três volumes de areia, relação esta que parece ser ideal para que os grãos de areia sejam totalmente recobertos pela pasta de aglomerante. Nos Estados Unidos, por exemplo, a norma ASTM C-91 recomenda as proporções apresentadas na Tabela 17 a seguir:

TABELA 17 - Argamassas recomendadas pela norma americana ASTM C-91 (proporções em volume)

Tipo de argamassa	Traço em volume			Resist. média aos 28 dias (MPa)
	cimento	cal hidratada*	areia	
M	1	0,25	2,8 a 3,8	17,2
S	1	0,25 a 0,5	2,8 a 4,5	12,4
N	1	0,5 a 1,25	3,4 a 6,8	5,2
O	1	1,25 a 2,5	5,0 a 10,5	2,4
K	1	2,5 a 4,0	7,9 a 15,0	0,5

(\* ) cal hidratada em pó ou pasta de cal virgem

Conforme relata Sabbatini<sup>(38)</sup>, nos Estados Unidos a escolha da argamassa fica condicionada às exigências dos códigos de construção locais. A norma ASTM C-270, contudo, apresenta sugestões para a escolha da argamassa em função do tipo de construção, quais sejam:

- a) paredes estruturais: argamassa N (alternativamente, S ou M);
- b) paredes de vedação: argamassa O (alternativamente, K, N ou S);
- c) fundações e muros de arrimo: argamassa S (alternativamente, M ou N).

Em condições muito especiais, onde se requeira por exemplo uma elevadíssima resistência à compressão, ou onde haja um grande risco de ataque por sulfatos, poderão ser empregadas argamassas sem cal hidratada; nessa hipótese, entretanto, recomenda-se a adição à argamassa de agentes incorporadores de ar ou aditivos retentores de água (normalmente, derivados da celulose).

Além dos cuidados referentes à escolha dos materiais, a qualidade da alvenaria dependerá fundamentalmente da qualidade do serviço (nível, prumo, regularidade das juntas, etc.). O adensamento da argamassa das juntas verticais e horizontais, conseguido mediante a pressão de um bloco contra outro na operação de assentamento, e o não realinhamento do bloco assentado após o início de pega da argamassa, são cuidados imprescindíveis para que se obtenham juntas estanques, requisito indispensável para as alvenarias aparentes localizadas na fachada da obra. Nessas alvenarias, é sempre recomendável o frisamento das juntas, tanto para melhorar-se a compacidade da argamassa, como para propiciar-se o descolamento da lâmina de água de chuva escorrendo pela fachada, podendo-se frisar as juntas de diferentes maneiras, conforme representado na Figura 100.

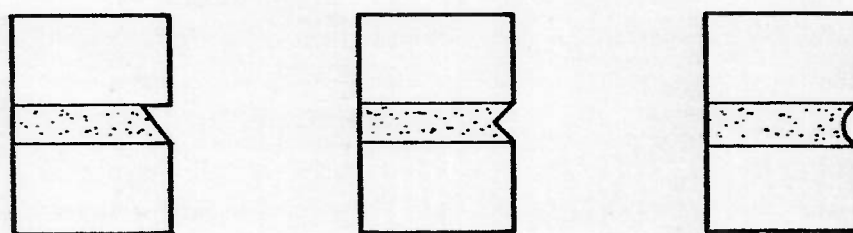


FIGURA 100 - Frisamento de juntas em alvenarias aparentes de fachadas

Independentemente da qualidade do serviço e da intensidade das movimentações da fundação ou da estrutura, as alvenarias estarão sujeitas a movimentações próprias, causadas por fenômenos higro-térmicos, pela retração dos componentes de alvenaria e/ou da argamassa de assentamento, etc. Para evitar-se a fissuração das paredes,

as tensões provenientes dessas movimentações deverão ser aliviadas pela introdução de juntas de controle; normalmente localizadas nas seções onde ocorre concentração de tensões (mudança brusca na altura ou na espessura da parede, etc.).

Juntas de controle deverão ser previstas também em paredes muito longas, ou em paredes muito enfraquecidas pela presença de aberturas de portas e janelas. Para alvenarias com juntas em amarração, com desempenho bastante superior àquelas com juntas a prumo, o CSTC<sup>(77)</sup> limita o comprimento da parede ou a distância entre juntas de controle em função da presença de aberturas, da largura da parede ( $b$ ) e da contração específica ( $\epsilon$ ) esperada para a alvenaria (decorrente da retração e/ou de movimentações higro-térmicas); os valores recomendados pelo CSTC encontram-se apresentados na Tabela 18 a seguir:

TABELA 18 - Comprimento máximo da parede ou distância máxima entre juntas de controle, em alvenarias com juntas em amarração - CSTC<sup>(77)</sup>

Intensidade da contração esperada para a alvenaria (%)	Comprimento máximo da parede ou distância máxima entre juntas de controle (m)*			
	Paredes sem aberturas		Paredes com aberturas	
	$b \geq 14$ cm	$b < 14$ cm	$b \geq 14$ cm	$b < 14$ cm
$\epsilon \leq 0,01$	30	30	30	30
$0,01 < \epsilon \leq 0,04$	12	8	8	6
$0,04 < \epsilon \leq 0,06$	8	6	6	5

(\* ) se as paredes forem dotadas de armaduras contínuas, os valores acima indicados poderão ser majorados em 50%

É consenso que as armaduras melhoram substancialmente o comportamento da alvenaria quanto à fissuração, contrabalanceando sua de

ficiência natural de absorver tensões de tração e cisalhamento; por esta razão, todas as especificações sobre cálculo e execução de alvenarias armadas estabelecem limites mínimos de armaduras nas paredes, variando as taxas geométricas mínimas entre 0,2% e 0,4%. No caso de alvenarias não portantes, segundo comenta Pfeffermann<sup>(44)</sup>, as prescrições americanas estabelecem, como mínimo, a colocação nas juntas de assentamento de armaduras com 4 mm de diâmetro, com espaçamento não superior a 40 cm; o Federal Housing Administration (Estados Unidos) estabelece, conforme Tabela 19 a seguir, a distância máxima entre juntas de controle em função da presença ou não de armaduras nas paredes, em função do índice de retração  $\epsilon_r$  dos componentes de alvenaria e em função da localização da parede.

TABELA 19 - Distância máxima entre juntas de controle em alvenarias (m) - Federal Housing Administration (USA)

Localização da parede	Retração do componente de alvenaria (%)	Parede não armada	Parede armada	
			armaduras a cada 2 juntas	armaduras em todas as juntas
Externa	$\epsilon_r = 0,065$	7,5	9	10,5
	$\epsilon_r \leq 0,03^*$ $\epsilon_r \leq 0,04^{**}$	9	12	13,5
Interna	$\epsilon_r = 0,065$	7,5	10,5	13,5
	$\epsilon_r \leq 0,03^*$ $\epsilon_r \leq 0,04^{**}$	10,5	13,5	16,5

(\*) material com massa específica aparente superior a  $2 \text{ kg/dm}^3$

(\*\*) material com massa específica aparente inferior a  $2 \text{ kg/dm}^3$

As alvenarias poderão ser armadas através de cintas de concreto, através de grauteamento vertical executado nos furos dos blocos vazados, ou ainda através de ferros corridos dispostos nas juntas

de assentamento; nesse último caso o diâmetro das armaduras não deverá exceder à metade da espessura da junta e, em todos os casos, as armaduras deverão ser convenientemente cobertas para que não haja risco de corrosão.

#### 9.5 LAJES DE COBERTURA

As paredes do último pavimento de um edifício estão sujeitas a condições particularmente adversas, em função principalmente da movimentação térmica da laje de cobertura; deve-se frisar também que o maior efeito da dilatação térmica dos pilares acontecerá neste último pavimento, já que os pilares só poderão expandir-se para cima.

No período pós-concretagem as lajes de cobertura estarão, mais do que as outras, expostas a grandes intensidades de radiação solar; portanto, caso não sofram um processo muito cuidadoso de cura, essas lajes apresentarão grande retração de secagem, com efeitos diretos sobre as paredes do último pavimento.

Uma das primeiras soluções que se apresentam para o problema é a criação de juntas de movimentação na laje, que poderiam absorver tanto as movimentações resultantes da retração como as movimentações térmicas; caso essa solução seja adotada, as juntas deverão ser convenientemente calculadas e convenientemente tratadas com mata-juntas ou selantes flexíveis, conforme abordado por Picchi<sup>(84)</sup>.

Na impossibilidade de adoção de juntas de movimentação, no sentido de minimizar o efeito da retração de lajes muito extensas, Fin tel<sup>(76)</sup> recomenda a criação de juntas provisórias, com barras emendadas por traspasse ou ligeiramente arqueadas, conforme representado na Figura 101. Tais juntas, com largura compreendida entre 60 e 90 cm, seriam posicionadas nas seções de menor momento fletor; assim sendo, grande parte da retração do concreto (aproximadamente 50% do total, no primeiro mês) seria absorvida pelas juntas provisórias, que seriam concretadas 20 ou 30 dias após a execução da laje.



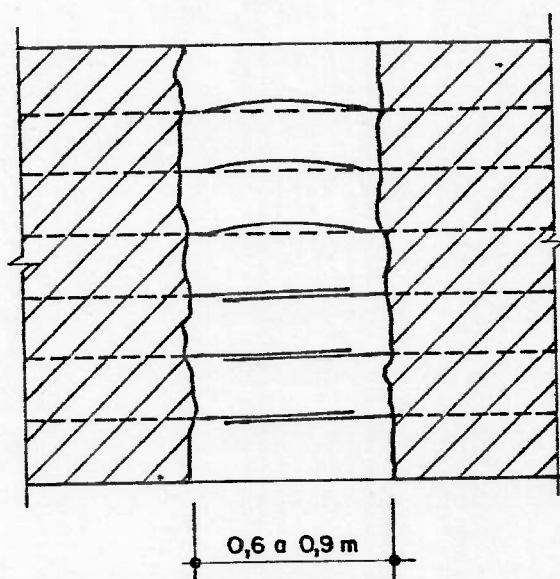


FIGURA 101 - Juntas provisórias em lajes muito extensas: absorção da retração com possibilidade de retificação das barras ou do seu deslocamento relativo no traspasse

Do ponto de vista das movimentações térmicas, onde uma boa solução seria a adoção de juntas, algumas soluções combinadas como o sombreamento da laje, o enrijecimento do cintamento e a adoção de camada de isolamento térmica podem ser consideradas; com referência a essas soluções, devem ser feitas contudo as seguintes observações:

- a) o sombreamento isolado não apresenta bons resultados, principalmente quando a cobertura for constituída por canaletes estruturais de cimento-amianto (telhas com grande poder de re-irradiação, áticos geralmente inexistentes ou mal ventilados);
- b) o reforço do cintamento, nos níveis necessários, é anti-econômico;
- c) a isolamento térmica da laje, desde que bem projetada e bem executada, pode apresentar bons resultados.

Em função desse quadro, uma solução que se afigura como bastante razoável é a dessolidarização entre as paredes do último pavimento e a laje ou o vigamento da cobertura. Nas estruturas reticuladas, tal desvinculação poderá ser feita nos moldes do que foi proposto para as paredes de vedação (idem 9.3, Figura 97); nas alvenarias estruturais, segundo diversos autores (2,16,63,76,78), esta solução deve ser obrigatoriamente adotada. Assim sendo, entre a alvenaria e a laje de cobertura deve ser criada uma junta deslizante, conforme Figura 102, que pode ser constituída por neoprene, por folhas duplas de cobre, polietileno, feltro betumado, papel kraft betumado, etc.

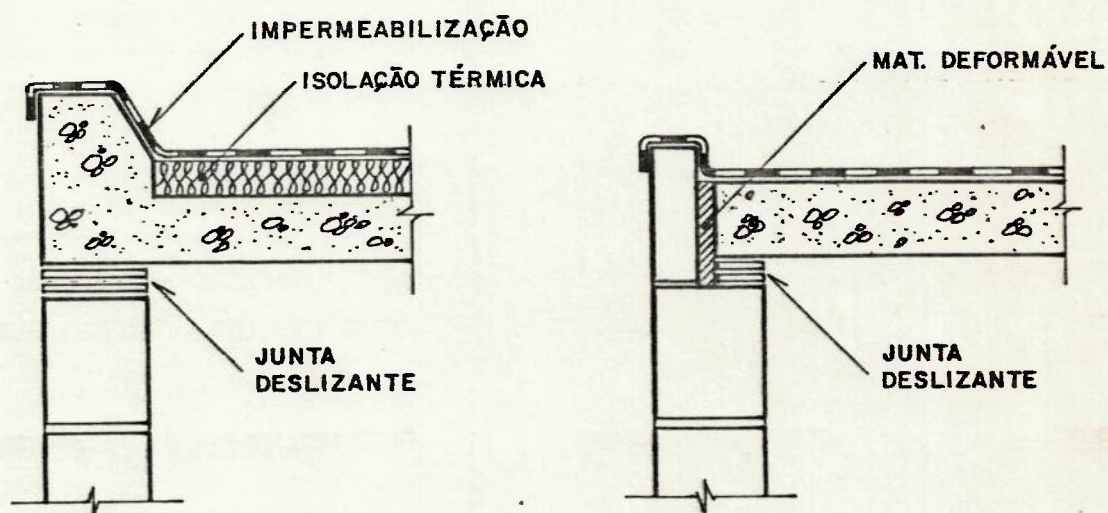


FIGURA 102 - Junta deslizante entre laje de cobertura e alvenaria estrutural

Além da desvinculação do topo das paredes, outras precauções poderão ser tomadas como a armação das alvenarias, a desvinculação das paredes nos encontros com os pilares, conforme foi visto no item 9.3 (Figura 99), e a adoção de juntas de movimentação nas paredes muito longas (subdividindo-as em seções menores, que absorvem com mais facilidade as deformações); nesse último aspecto, podem ser adotadas portas com bandeiras no último pavimento (Figura 103), interrompendo-se portanto as paredes com um detalhe ar

quitetônico.

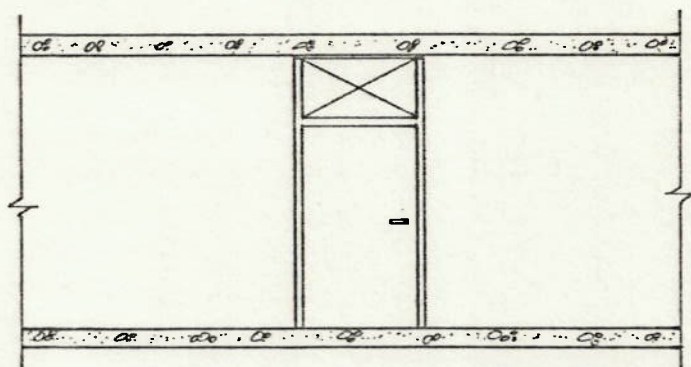


FIGURA 103 - Seccionamento das paredes do último pavimento, empregando-se portas com bandeira

Nas lajes mistas, normalmente empregadas em edifícios de pequeno porte, os problemas são similares aos analisados para lajes maciças; manifestam-se, todavia, em menor proporção, tanto porque as lajes são menores, como porque as vigotas pré-fabricadas de concreto já desenvolveram parte de sua retração. As fissuras entre vigotas e componentes de laje (Figura 14), normalmente causadas por movimentações térmicas diferenciadas, podem ser evitadas solidarizando-se uns aos outros com tela metálica embutida na capa de compressão executada "a posteriori".

#### 9.6 REVESTIMENTOS RÍGIDOS DE PAREDE

As fissuras desenvolvidas em argamassas de revestimento, sem fissuração da base, manifestam-se por solicitações higro-térmicas e, sobretudo, por retração da argamassa; de acordo com Joisel<sup>(21)</sup>, a incidência dessas fissuras será tanto maior quanto maiores forem a resistência à tração e o módulo de deformação da argamassa. Portanto, à exemplo do que se concluiu para as argamassas de assentamento de alvenarias, as argamassas de revestimento deverão trazer em sua constituição teores consideráveis de cal, sendo comum o em

prego dos traços 1:1:6, 1:2:9, 1:2,5:10 e 1:3:12 (cimento, cal e areia, em volume).

Cincotto<sup>(20,67)</sup> destaca que as argamassas de revestimento devem apresentar módulos de deformação inferiores àqueles apresentados pelas alvenarias ou outras bases, podendo assim absorverem relativamente bem pequenas movimentações ocorridas nas bases onde foram aplicadas; a autora observa ainda que, no caso de camadas múltiplas, o módulo de deformação da argamassa de cada camada deverá ir diminuindo gradativamente de dentro para fora da parede (consumo de cimento, portanto, diminuindo no mesmo sentido).

Além do proporcionamento adequado, a qualidade dos materiais é preponderante para a obtenção de uma boa argamassa de revestimento; as areias com elevados teores de finos, impurezas orgânicas ou aglomerados argilosos favorecerão as fissuras de retração da argamassa, além de provocarem outras patologias. Cincotto<sup>(67)</sup> chama atenção que a cal hidratada pode conter teores bastante elevados de material inerte adulterante, ou seja, finos inertes que induzirão retrações acentuadas em argamassas teoricamente bem dosadas.

Ocorrendo o endurecimento das argamassas que contêm cal pela penetração do anidrido carbônico na massa (reação de carbonatação), a espessura da camada não deverá ser muito fina, o que resultará na "impermeabilização" da superfície do revestimento pela grande concentração de finos, nem muito grossa, o que dificultará a penetração do anidrido carbônico através da argamassa. Como regra geral, a espessura da argamassa de revestimento deverá estar compreendida entre 1 cm e 2 cm; no caso da necessidade de espessuras superiores, a argamassa deverá ser aplicada em várias camadas.

Ainda quanto à aplicação, que deve ser efetuada em base suficientemente rústica (chapiscada, sempre que necessário), Cincotto<sup>(67)</sup> observa que, se não foi aguardado um tempo de secagem suficiente entre a aplicação de duas camadas sucessivas, a retração de secagem da camada inferior pode gerar a fissuração da camada mais externa.

Os revestimentos com pasta de gesso normalmente não apresentam pro

blemas de fissuras de retração; segundo Petrucci<sup>(85)</sup> na reação de hidratação do gesso, ao invés de retração, ocorre uma ligeira expansão da massa. Em função, contudo, da pequena espessura da camada aplicada (cerca de 1 a 2 mm), micro-fissuras ocorridas na base propagar-se-ão automaticamente para o revestimento; o National Building Research Institute, citado por Cincotto<sup>(67)</sup>, adverte para o perigo da aplicação de gesso sobre argamassa de cimento ainda fresca, com possibilidade de ocorrer reação expansiva conforme foi abordado no Capítulo 8.

Os revestimentos com azulejos não deverão ser muito extensos, já que movimentações relativamente acentuadas da parede não poderão ser absorvidas pelo corpo cerâmico e, principalmente, pelo vidrado do azulejo; como regra geral, os distanciamentos entre juntas de controle no revestimento de azulejos deverão ser aqueles indicados para as alvenarias (item 9.4). A gretagem dos azulejos, abordada no Capítulo 7, poderá ser evitada com o emprego de argamassa de assentamento adequada (com leves traços de cimento), estendida por todo o tardo da peça; azulejos com espessura exageradamente pequena, contudo, sempre poderão apresentar gretagem.

## 9.7 PISOS CERÂMICOS

Por uma série de motivos, os pisos cerâmicos podem fissurar-se ou destacar-se da base de assentamento: argamassa de assentamento muito rívida, ausência de juntas entre as peças adjacentes, retração acentuada da base de assentamento, ladrilhos assentados demasiadamente secos, etc. Como foi abordado nos Capítulos 2 e 5, respectivamente, os problemas poderão também surgir por dilatações térmicas do piso e por deflexões acentuadas de lajes.

No sentido de prevenir a ocorrência de problemas com o piso cerâmico, o IPT<sup>(86)</sup> recomenda diversas medidas, tais como:

- emprego de argamassas não muito rívidas, sugerindo os traços 1:4 (cimento e areia) ou 1:0,25:5 (cimento, cal e areia);

- adoção de juntas de assentamento entre as peças variando de 1 mm a 5 mm, em função do tamanho dos ladrilhos e da localização do piso (interno ou externo ao edifício);
- dessolidarização do piso cerâmico de pilares e de paredes laterais, conforme representado na Figura 104.

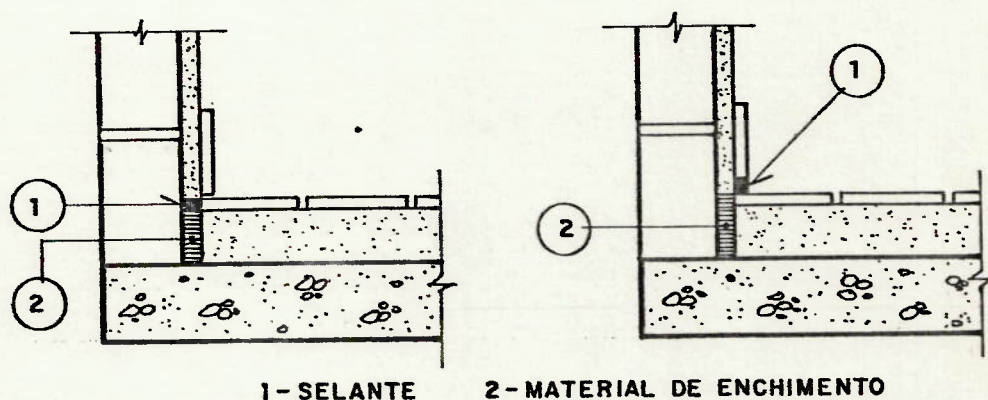
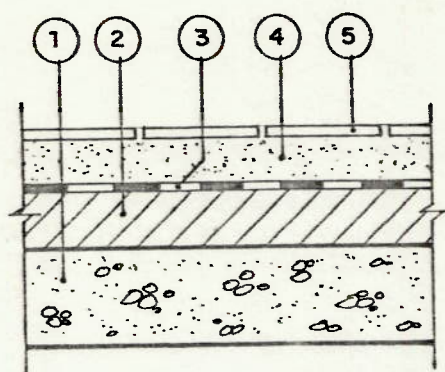


FIGURA 104 - Junta de dessolidarização entre piso cerâmico e parede

No caso de pisos cerâmicos assentados sobre lajes muito flexíveis, onde a deflexão da laje pode fazer com que o piso venha a trabalhar como capa de compressão, o IPT<sup>(86)</sup> recomenda a introdução de uma camada de separação entre o piso e a laje; tal camada de separação pode ser constituída por areia grossa estabilizada com cimento (pequeno teor), por folhas duplas de papel kraft ou ainda por membrana de polietileno, conforme indicado na Figura 105.

O emprego da membrana de polietileno tem a vantagem adicional de funcionar como camada impermeabilizante, impedindo que águas infiltradas no piso cerâmico venham a provocar corrosão das armaduras da laje e umedecimento do teto no pavimento inferior; ressalte-se ainda que uma camada impermeabilizante executada com betume, também funciona como camada de separação.



- 1-BASE  
 2-CAMADA DE REGULARIZAÇÃO  
 3-CAMADA DE SEPARAÇÃO  
 4-CAMADA DE ASSENTAMENTO  
 5-LADRILHO CERÂMICO

FIGURA 105 - Camada de separação entre piso cerâmico e laje de concreto armado

Para pisos com áreas muito grandes o IPT<sup>(86)</sup> recomenda ainda a adoção de juntas de movimentação longitudinais e/ou transversais, com distâncias não excedendo aos valores indicados na Tabela 20; tais juntas deverão ser criadas nos seguintes casos:

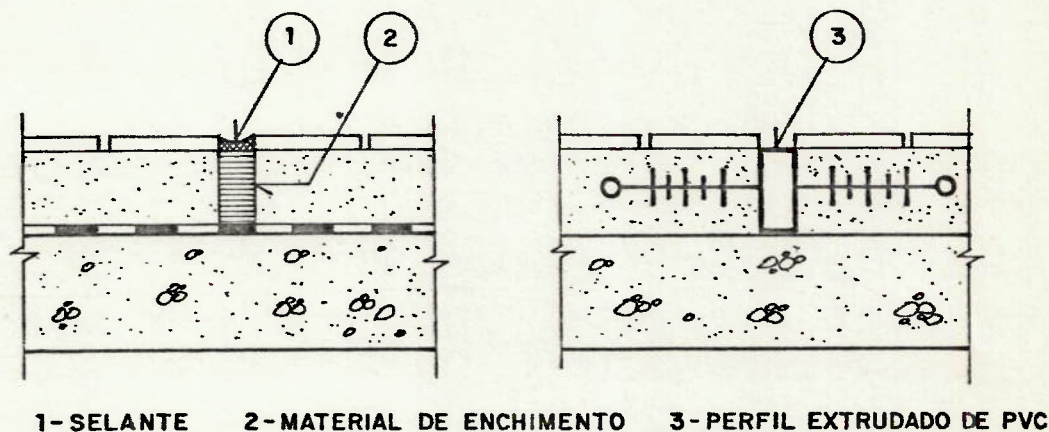
- a) em pisos internos com área igual ou maior que  $50 \text{ m}^2$ , ou sempre que a extensão do lado for maior que 8 m;
- b) em pisos externos com área igual ou maior que  $20 \text{ m}^2$ , ou sempre que a extensão do lado for maior que 5 m.

TABELA 20 - Distâncias máximas entre juntas de movimentação em pisos cerâmicos - IPT<sup>(86)</sup>

Localização do piso	Distância máxima entre juntas, em piso cerâmico	
	com camada de separação	sem camada de separação
Interno	5 metros	4 metros
Externo	4 metros	3 metros

OBS.: as distâncias acima poderão ser acrescidas em 50% no caso de empregar-se tela metálica na argamassa de assentamento.

Quando houver juntas de movimentação na estrutura estas devem ser previstas também no piso, havendo correspondência entre o posicionamento e as aberturas projetadas para as mesmas; no tocante à execução das juntas, poderão ser empregados perfis extrudados de PVC ou, alternativamente, material deformável (estiropor, aglomerado de fibras de madeira, etc.) e selante flexível, conforme ilustrado na Figura 106.



1-SELANTE 2-MATERIAL DE ENCHIMENTO 3-PERFIL EXTRUDADO DE PVC

FIGURA 106 - Juntas de movimentação em piso cerâmico

## 9.8 FORROS DE GESSO

O gesso é um material que apresenta movimentações higroscópicas acentuadas e resistência à tração e ao cisalhamento relativamente baixa. Assim sendo, os forros constituídos por placas de gesso não poderão ser encunhados nas paredes laterais, devendo-se prever folgas em todo o contorno do forro, capazes de absorver as movimentações do gesso ou da própria estrutura; como acabamento poderão ser empregadas cimalthas de gesso, conforme representado na Figura 107, ou qualquer outro tipo de mata-juntas. Nos forros muito longos, situação típica de corredores, deverão ser previstas juntas de movimentação intermediárias, espaçadas, no máximo, a cada 5 ou 6 metros, devidamente arrematadas por mata-juntas (normalmente perfil de alumínio, com formato de I).



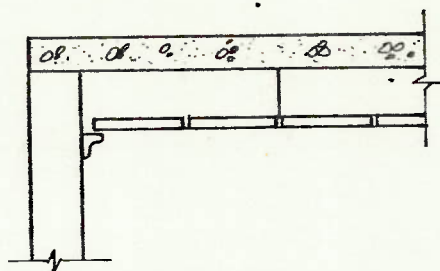


FIGURA 107 - Folga entre forro de gesso e parede lateral

### 9.9 CAIXILHOS E ENVIDRAÇAMENTOS

Como foi abordado no Capítulo 2, as placas de vidro poderão fissurar-se ou romper-se em função de solicitações térmicas extremamente adversas; como medida preventiva mais importante, devem ser adotadas folgas suficientes entre as placas de vidro e sua estrutura de suporte (caixilhos ou até mesmo a própria estrutura de concreto armado), podendo as folgas serem projetadas, por exemplo, de acordo com as indicações da ABNT<sup>(87)</sup>.

Deve-se lembrar ainda que a aplicação de pinturas ou filmes plásticos em placas de vidro comum já instaladas, com a finalidade de escurecer os ambientes, altera as propriedades ópticas do vidro, fazendo com que o mesmo passe a absorver maior quantidade de calor; conseqüentemente, o vidro apresenta maior dilatação térmica e as folgas, inicialmente adequadas, podem tornar-se insuficientes para acomodarem as movimentações da placa. O escurecimento artificial do vidro, portanto, deve ser evitado.

Independentemente das movimentações térmicas, as placas de vidro poderão ser solicitadas por deflexões da estrutura de concreto armado, caso particularmente importante em fachadas suportadas por vigas em balanço; nessa circunstância, o sobrecarregamento das placas de vidro poderá ser evitado pela previsão de folgas acen tuadamente maiores ou até mesmo pela adoção de caixilhos telescópicos. Uma outra solução bastante eficiente é a adoção de uma junta de movimentação entre a caixilharia e o componente estrutural superior, fazendo-se a ligação entre um e outro mediante emprego

de ganchos chatos de metal, que funcionam como molas; esses ganchos, chumbados no concreto e soldados em perfil de fechamento da caixilharia, são ilustrados na Figura 108.

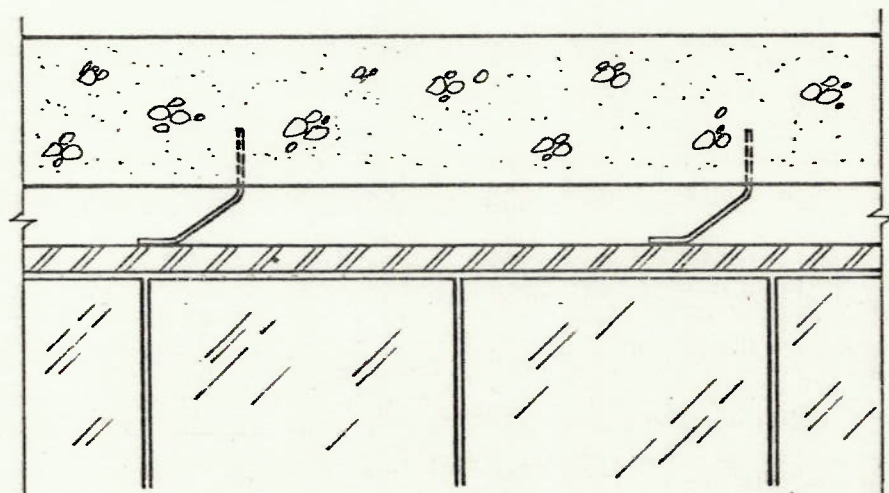


FIGURA 108 - Junta de movimentação entre estrutura e caixilharia, com ganchos chatos de metal

## CAPITULO 10

## DIAGNOSTICO DAS TRINCAS

Nem sempre é tarefa fácil diagnosticar a causa de uma trinca; segundo Chand<sup>(13)</sup> uma causa pode provocar diversas configurações de trincas e uma configuração pode ser representativa de diversas causas. Não raras vezes observam-se trincas originadas por uma soma tória de causas, com configurações diferentes daquelas que aqui foram apresentadas. Em alguns casos, o diagnóstico correto só poderá ser elaborado a partir de consultas a especialistas, minuciosos ensaios de laboratório, revisão de projetos e mesmo instrumentação e acompanhamento da obra; poderá haver casos, contudo, em que as verdadeiras causas das trincas jamais serão determinadas com absoluta certeza.

De acordo com Lichtenstein<sup>(88)</sup>, a resolução de um problema patológico passa obrigatoriamente por três etapas, a saber:

- a) levantamento de subsídios: acumular e organizar as informações necessárias e suficientes para o entendimento dos fenômenos;
- b) diagnóstico da situação: entender os fenômenos, identificando as múltiplas relações de causa e efeito que normalmente caracterizam um problema patológico;
- c) definição de conduta: prescrever a solução do problema, especificando todos os insumos necessários, e prever a real eficiência da solução proposta.

No tocante ao levantamento de subsídios, é imprescindível o exame cuidadoso da obra, recorrendo-se à sensibilidade do técnico e, eventualmente, a algumas verificações expeditas com o emprego de

instrumentos específicos (pacômetro, para a detecção de armaduras, indicador de umidade superficial, para verificação de teores anormais de umidade, etc.). No levantamento efetuado no local, o BRE<sup>(89)</sup> aponta uma série de fatores que devem ser investigados, tais como:

- a) incidência, configuração, comprimento, abertura e localização da trinca;
- b) idade aproximada da trinca, idade do edifício e época em que foi construído;
- c) se a mesma aprofunda-se por toda a espessura do componente trincado;
- d) se trinca semelhante aparece em componente paralelo ou em componente perpendicular àquele em exame;
- e) se trinca semelhante aparece em pavimentos contíguos;
- f) se trinca semelhante aparece em edifício vizinho;
- g) se o aparecimento da trinca é intermitente ou se sua abertura varia sazonalmente;
- h) se a trinca já foi reparada anteriormente;
- i) se ocorreu alguma modificação profunda nas cercânias da obra;
- j) se no entorno da trinca aparecem outras manifestações patológicas, como umidade, descolamentos, manchas de ferrugem, manchas de bolor, eflorescências, etc.
- l) se nas proximidades da trinca existem tubulações ou eletrodutos embutidos;
- m) se existem na obra caixilhos comprimidos;

- n) se as trincas manifestam-se preferencialmente em alguma das fachadas da obra;
- o) se existem deslocamentos relativos (para fora ou para dentro) na superfície do componente trincado;
- p) se a abertura da trinca é constante ou se ocorre estreitamento numa dada direção;
- q) se a trinca é acompanhada por escamações indicativas de cisalhamento;
- r) se está ocorrendo condensação ou penetração de água de chuva para o interior do edifício;
- s) se o edifício está sendo corretamente utilizado.

Com base em todas essas informações, o técnico já poderá chegar, em algumas situações, ao diagnóstico do problema; deve-se alertar, contudo, que juízos precipitados e idéias pré-concebidas geralmente conduzem a diagnósticos incorretos: uma trinca que aparece num apartamento de cobertura pode ter sido originada por um recalque diferenciado da fundação, e uma trinca presente num apartamento do andar térreo pode ter sido causada por vazamento de água captada na cobertura do edifício.

Um elemento importante para o diagnóstico é conseguir-se imaginar o movimento que deu origem à trinca, já que a grande maioria de las está associada a movimentações das mais distintas naturezas; uma boa técnica exploratória, principalmente para que não sejam esquecidos ou descartados aspectos importantes, é aquela que se baseia em eliminações subsequentes, tentando-se considerar todo o universo de causas hipotéticas ou agentes patológicos, muitos de les apresentados nos capítulos precedentes.

No caso de não se conseguir chegar, através dos levantamentos mencionados, a um diagnóstico seguro, medidas mais trabalhosas deve

rão ser tomadas, tais como a revisão de cálculos estruturais, a análise dos perfis de sondagem e a tentativa de estimarem-se recalques, etc. Medidas mais sofisticadas poderão ainda ser consideradas, tais como a instrumentação da obra com clinômetros, defletômetros e extensômetros mecânicos, o acompanhamento de recalques com base em referencial profundo instalado fora da zona de influência das fundações, etc.

Também poderão ser adotadas medidas mais simples, para entendimento qualitativo do problema e acompanhamento de sua eventual evolução; nesse sentido, as fissuras poderão ser providas de testemunhas ("gravatas") constituídas por material rígido\* que, ao fissurar-se, indicará a continuidade do movimento. Reygaerts<sup>(90)</sup> sugere ainda a utilização de testemunhas em metal ou vidro, com traços de referência, coladas alternadamente nos dois lados do componente adjacentes à fissura; essas testemunhas, conforme ilustrado na Figura 109, poderiam dar uma idéia quantitativa dos deslocamentos ocorridos.

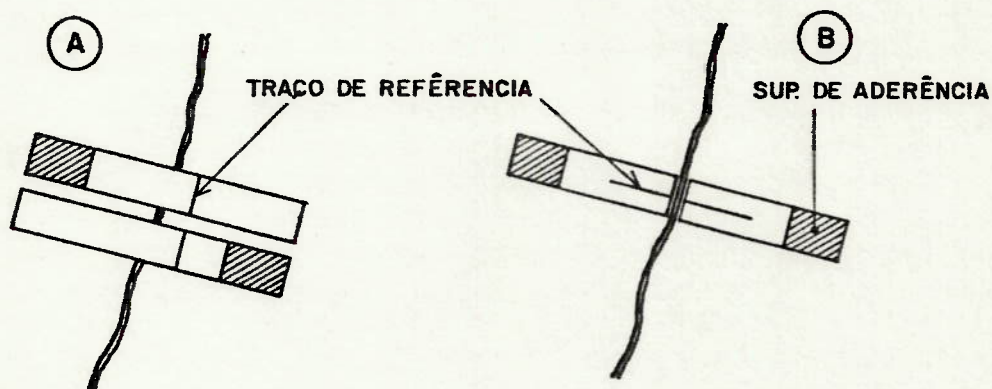


FIGURA 109 - Testemunhas com traços de referência  
 a) indica deslocamentos na horizontal  
 b) indica deslocamentos na vertical

(\*) normalmente gesso nas partes internas da construção e pasta constituída por cal e cimento nas partes externas.

A verificação da movimentação relativa entre trechos da parede seccionada por uma fissura poderá ser determinada com precisão, mediante instrumentação da fissura com bases de aço e leitura, com extensômetro mecânico, das movimentações relativas entre essas bases; instrumenta-se, por exemplo, uma fissura com três bases constituindo um triângulo equilátero, nas condições da Figura 110.

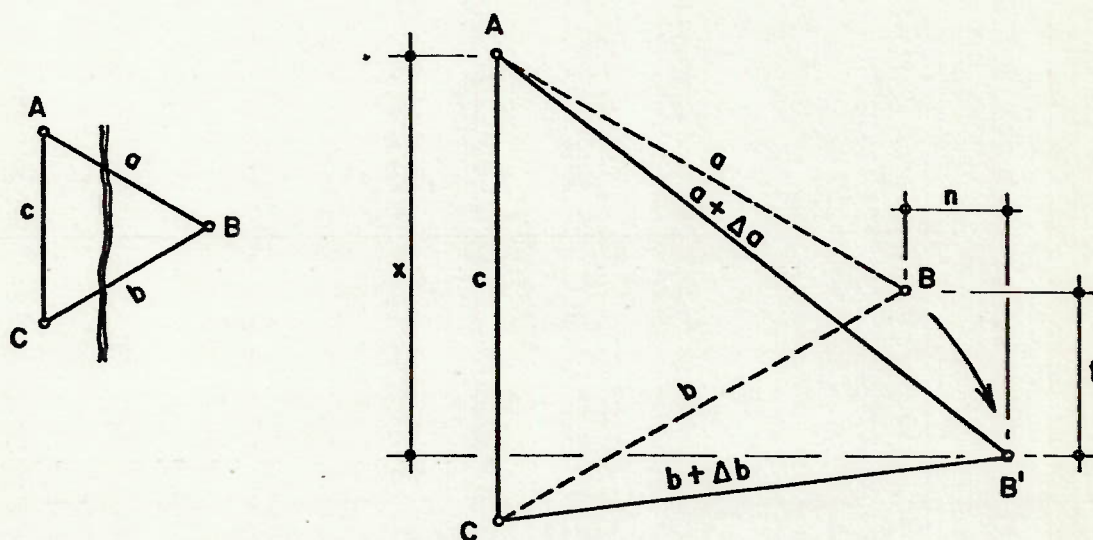


FIGURA 110 - Fissura instrumentada com bases de aço para leitura dos deslocamentos relativos

Geomêtricamente, o deslocamento horizontal "n" e o deslocamento vertical relativo "t" seriam expressos por:

$$n = \sqrt{(a + \Delta a)^2 - x^2} - \sqrt{a^2 - \frac{c^2}{4}}$$

$$t = x - \frac{c}{2}$$

$$x = \frac{1}{2c} \left[ (a + \Delta a)^2 - (b + \Delta b)^2 + c^2 \right]$$

## CAPITULO 11

## RECUPERACAO DE COMPONENTES TRINCADOS

A recuperação de componentes trincados só deverá ser procedida em função de um diagnóstico seguramente firmado, e somente após ter-se pleno conhecimento da implicação das trincas no comportamento do edifício como um todo. Conforme o BRE<sup>(91)</sup>, antes da reparação de uma parede trincada, por exemplo, deve-se ter certeza de que não ocorreram danos às instalações, de que esta trinca não prejudicou o contraventamento da obra, de que não foram reduzidas perigosamente as áreas de apoio de lajes ou tesouras da cobertura, de que não ocorreram desaprumos muito acentuados, etc.

Entendida que a fissuração do componente não compromete a segurança da estrutura, diversas outras questões deverão ser analisadas antes de estabelecer-se o processo de recuperação, tais como: implicações da fissura em termos de desempenho global do componente ou de componentes vizinhos (isolação termo-acústica, estanqueidade à água, durabilidade), sazonalidade ou estágio de avanço do movimento que deu origem à trinca, possibilidade de adoção de um reparo definitivo ou provisório, época mais apropriada para a execução do reparo, etc.

Os reparos definitivos deverão sempre ser projetados tendo-se em mente as causas que deram origem ao problema: todos os esforços devem ser direcionados no sentido de suprimí-las ou minimizá-las. Assim sendo, as medidas de recuperação deverão basear-se sempre nas medidas preventivas, algumas delas apresentadas no Capítulo 9; quanto maior a aproximação entre a medida preventiva recomendada e a solução corretiva adotada, maior será a eficiência do reparo.

Em alguns casos, a recuperação em si do componente trincado é a parte menos importante na resolução do problema. No tocante a recalques de fundação, por exemplo, Pfeffermann<sup>(2)</sup> cita que "se os



estudos demonstram que há possibilidade de continuação do movimento, nenhum método de reparo do componente será eficiente". Além do mais, caso se consiga um método aparentemente eficiente, com o emprego de selantes flexíveis por exemplo, este poderá constituir-se numa simples maquiagem, encobrendo evoluções perigosas para a segurança do edifício.

Na ocorrência de recalques da fundação, portanto, a recuperação do componente só deverá ser efetuada quando o movimento estabilizar-se ou quando tiver-se certeza sobre a estabilidade da obra; em caso contrário, deve-se antes de tudo combater a causa dos recalques, empregando-se técnicas de consolidação do terreno (compactação, injeção de nata de cimento, etc.) ou de reforço da fundação (cachimbos, estacas laterais, estacas mega, etc.). Medidas complementares como a impermeabilização superficial do terreno ao redor da obra, drenagem superficial de águas eventualmente empoadas nas proximidades da fundação e corte de árvores que absorvem muita água do solo também podem ser tomadas.

#### 11.1 RECUPERAÇÃO OU REFORÇO DE COMPONENTES DE CONCRETO ARMADO

Um problema bastante típico de fissuração de componentes estruturais é aquele proveniente de corrosão de armaduras; nesse caso, e desde que não tenha ocorrido acentuada perda na área resistente das armaduras, a recuperação pode ser executada da seguinte maneira:

- a) remoção do concreto solto, desagregado ou lascado, nas proximidades das barras corroídas;
- b) remoção do óxido de ferro, mediante lixamento ou jateamento com areia, até que se atinja o metal são;
- c) remoção da poeira aderente às barras e à cavidade do concreto, com jato de ar ou escova;

- d) proteção das barras de aço com pintura anti-corrosiva (zarcão, "wash-primer", etc.);
- e) estando bem seco o fundo anti-corrosivo, aplicação de resina epoxy tanto nas barras de aço como na cavidade do concreto;
- f) dentro do período de cura da resina, aplicação de argamassa de cimento e areia (1:2 ou 1:3), bem seca (consistência de farofa), energicamente socada contra as armaduras e a cavidade do concreto;
- g) cura úmida da argamassa (sacos de estôpa umedecidos, etc.).

Fissuras de retração em vigas ou pilares de concreto armado geralmente não representam perigo de corrosão para as armaduras<sup>(21)</sup>; em situações muito particulares, como por exemplo no caso de vigas de cobertura aparentes, com elevado nível de fissuração, recomenda-se a proteção da peça com pinturas flexíveis, incorporando-se à pintura, sempre que possível, tela de náilon ou de polipropileno.

Em vigas com fissuras pronunciadas, onde há perigo de corrosão da armadura, ou em componentes de concreto armado onde a estanqueidade é requerida (reservatórios, estações de tratamento, etc.), as fissuras poderão ser reparadas com injeção de resina epoxy; este reparo deve ser preferivelmente executado quando a abertura da trinca for a maior possível, ou seja, quando a estrutura apresentar-se contraída pela ação de temperaturas baixas. Almeida<sup>(92)</sup> recomenda a adoção dos seguintes procedimentos para a injeção da resina epoxy:

- a) abertura de um sulco com formato de Vê, com aproximadamente 10 mm de profundidade e largura de 30 mm, em toda extensão da fissura;
- b) broqueamento do concreto no eixo da trinca, com profundidade

de aproximadamente 5 cm, para inserção dos tubos de injeção com diâmetro de aproximadamente 10 mm; o distanciamento entre os furos pode variar de 15 a 80 cm, em função da abertura da fissura e da largura do componente;

- c) limpeza do sulco, dos furos broqueados e das paredes seccionadas do componente, com jato de ar;
- d) fixação dos tubos de injeção e obturação superficial da fissura com massa epoxídica;
- e) teste com ar comprimido, para verificar se é perfeita a comunicação entre os tubos de injeção, 12 a 36 horas após a fixação desses tubos;
- f) sendo perfeita a comunicação, início da injeção de resina pelo furo mais inferior, empregando-se uma seringa ou outro equipamento apropriado; quando a resina começar a florir pelo tubo adjacente, transfere-se a seringa para este tubo, obtura-se o tubo inferior, e assim sucessivamente;
- g) 48 horas após a injeção, os tubos plásticos são retirados mediante corte e broqueamento; os furos resultantes são preenchidos então com massa epoxídica ou com mistura de areia, cimento e resina epoxy.

A injeção de resina, conforme exposto, não visa restabelecer ou aumentar a resistência da viga fissurada, já que, sob carregamento, as fissuras provavelmente viriam a manifestar-se em seções contíguas àquelas recuperadas. O reforço de vigas propriamente dito pode ser feito mediante a colagem, com resina epoxy, de chapas de aço à viga, corretamente dimensionadas e posicionadas. Se houver problema de resistência ao cisalhamento, as chapas serão coladas nas laterais da viga, nas seções mais solicitadas pelas forças cortantes; se o problema advir de momentos fletores, as cha

pas ou cantoneiras de aço serão coladas na base da viga, conforme ilustrado na Figura 111.

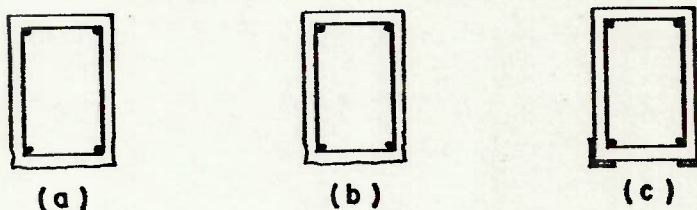


FIGURA 111 - Reforço de viga mediante colagem de cantoneira de aço

De acordo com Almeida<sup>(92)</sup>, o reforço de componentes estruturais de concreto armado com chapas metálicas deve ser efetuado com as seguintes precauções:

- a) a superfície do concreto deve ser apicoada, e a poeira resultante deve ser totalmente removida; a superfície de chapa de aço deve ser jateada com areia, adquirindo assim uma certa rugosidade, e limpa com solventes com alto poder de evaporação (tricloroetileno, xilol, etc.);
- b) a resina epoxídica é aplicada em excesso, tanto no concreto, como na chapa metálica;
- c) a chapa ou a cantoneira é fortemente pressionada contra a superfície da peça de concreto, ocorrendo assim refluxo da resina em excesso; a pressão, obtida com pontaletes ou outros acessórios, é mantida no mínimo por 24 horas.

O reforço de vigas pode ser obtido ainda com o próprio emprego de concreto, adotando-se armaduras suplementares e aumentando-se a altura útil da viga (Figura 112); nessa hipótese, antes de iniciar-se as operações de reforço da viga, a estrutura deverá ser convenientemente escorada.

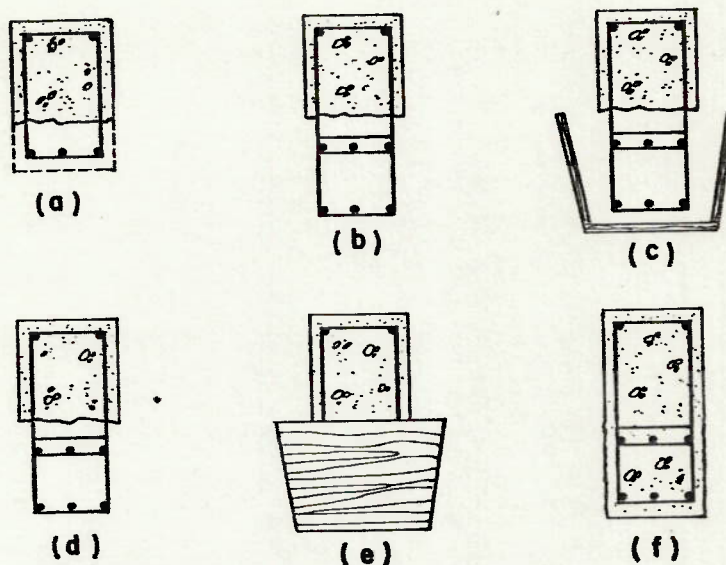


FIGURA 112 - Reforço de viga com concreto e armaduras suplementares

Conforme sequência apresentada na figura, as operações de reforço da viga são as seguintes:

- a) o concreto presente na base da viga é removido com ponteiro metálico ou outro dispositivo;
- b) a armadura suplementar é posicionada, sendo amarrada com arame recozido na armadura existente;
- c) a forma e seu respectivo cimbramento são ajustados; a forma apresenta uma sobre-largura, de modo que o concreto possa ser lançado por uma lateral, refluindo pela outra;
- d) a superfície de corte do concreto e as armaduras são limpas com escova ou jato de ar; em seguida, a superfície de corte e, opcionalmente, as barras são pintadas com resina epoxídica;
- e) a forma é recolocada e bem travada ao cimbramento; o concreto

é lançado e vigorosamente vibrado, injetando-se a agulha do vibrador pelas duas laterais da viga;

- f) após a cura inicial do concreto, as laterais das formas são removidas; o concreto em excesso é cortado com talhadeira, sendo dado o acabamento final à peça.

O reforço de vigas e pilares pode ser efetuado ainda com a aplicação de concreto projetado, situação em que não haverá necessidade do emprego de formas; bastante comum é o reforço de pilares com chapas de aço, coladas ao pilar e soldadas entre si, envolvendo toda a seção do pilar.

Caso se opte em reforçar o pilar com o próprio emprego de concreto, poderá haver alguma dificuldade no lançamento e adensamento do concreto na região contígua à cabeça do pilar. Nessa circunstância, Noronha<sup>(34)</sup> sugere a solução ilustrada na Figura 113 a seguir:

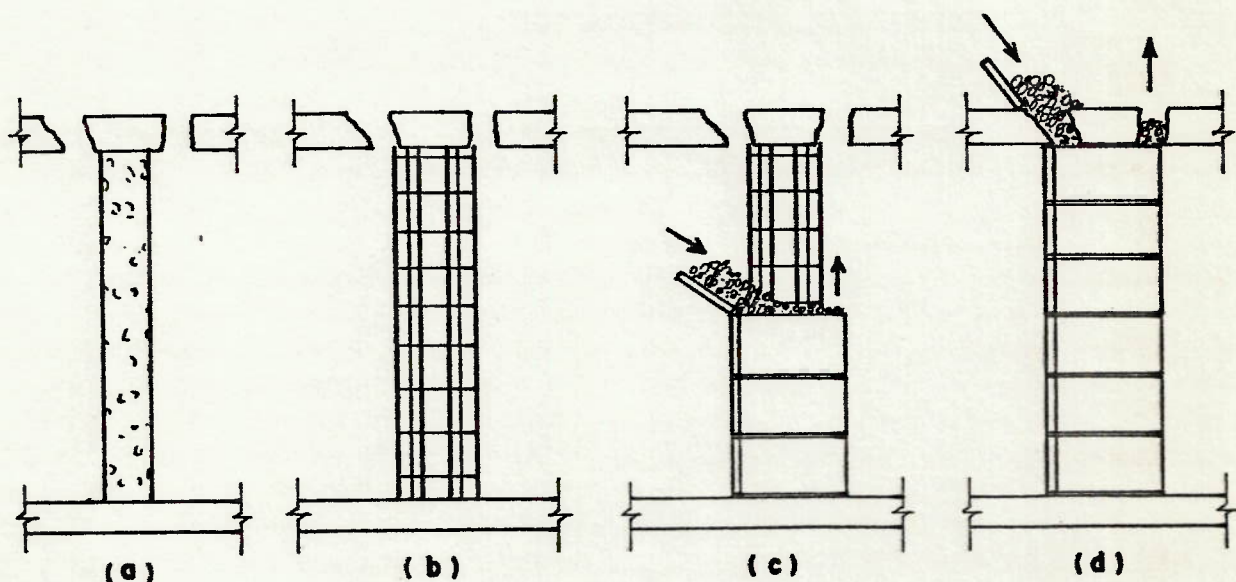


FIGURA 113 - Reforço de pilar com concreto e armaduras suplementares

As etapas a serem adotadas no reforço do pilar, conforme Figura

113, seriam portanto as seguintes:

- a) são executadas duas aberturas (janelas) na laje, próximas à cabeça do pilar, uma para lançamento do concreto e outra para refluxo da massa; o concreto é apicoado com ponteiro e a poeira removida com escova ou jato de ar;
- b) a armadura suplementar é posicionada e a resina epoxy é aspergida contra a superfície do pilar;
- c) as formas, previamente preparadas, vão sendo colocadas em etapas, assim como se vai procedendo ao lançamento e ao adensamento do concreto;
- d) a última aduela de forma é posicionada; o concreto é lançado e vibrado por uma das janelas inicialmente abertas, refluindo pela outra.

No caso da impossibilidade de abertura das janelas, por exemplo pela presença de vigas, o concreto deve ser lançado até a máxima altura possível; o enchimento do último segmento é então executado com argamassa de cimento e areia (1:2 ou 1:3) com consistência de farofa, energicamente apiloada contra a superície do pilar e a superfície da viga ou laje superior.

O reforço de lajes de concreto armado é um fator muito raro; quando tal necessidade for constatada, provavelmente será mais econômico destruir o concreto, reforçar a armadura e re-concretar a laje. Pode-se contudo tentar a utilização de uma armadura sob a laje, amarrada à armadura existente, recobrimdo-se em seguida a armadura suplementar com concreto projetado ou com placas de argamassa recém-preparada, pressionadas contra a superfície inferior da laje; este último procedimento pode ser adotado também quando desejar-se simplesmente proteger contra a corrosão armaduras expostas de lajes.

## 11.2 RECUPERAÇÃO OU REFORÇO DE PAREDES EM ALVENARIA

Nunca é demais repetir que as alvenarias são os componentes da obra mais susceptíveis à fissuração, além do que as fissuras em paredes são as que mais se realçam aos olhos dos usuários do edifício; assim sendo, por aspectos estéticos, psicológicos e mesmo de desempenho, as recuperações de alvenarias são as que mais frequentemente se verificam nas obras. A seguir serão analisados alguns procedimentos de reparo, realçando-se que a escolha do processo mais adequado será condicionada pela intensidade prevista para a movimentação da trinca.

Os destacamentos entre pilares e paredes poderão ser recuperados da maneira analisada no item 9.3, ou seja, mediante a inserção de material flexível no encontro parede/pilar; nas paredes revestidas, no caso de destacamentos provocados por retração da alvenaria, poder-se-á empregar uma tela metálica leve, como por exemplo tela de estuque (metal "deployee"), inserida na nova argamassa a ser aplicada e transpassando o pilar aproximadamente 20 cm para cada lado, conforme indicado na Figura 114.

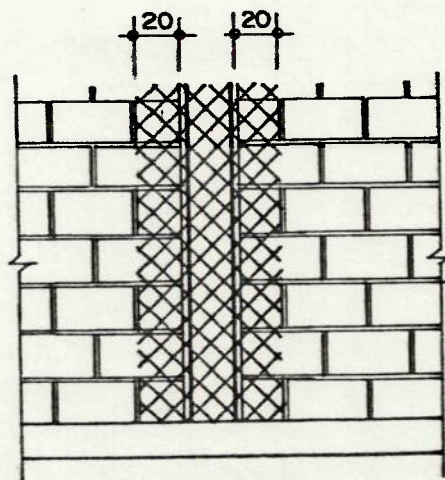


FIGURA 114 - Recuperação de descolamento pilar/parede com tela de estuque

Neste tipo de recuperação, a tela poderá ser fixada na alvenaria



com o emprego de pregos ou cravos de metal e deverá estar medianamente distendida; a alvenaria e o pilar deverão ser chapiscados após a colocação da tela, e a argamassa de recuperação deverá ter baixo módulo de deformação (traço 1:2:9 em volume).

Nas paredes longas com fissuras intermediárias, recomenda-se a criação de juntas de movimentação nos locais de ocorrência das fissuras, podendo-se também recorrer ao artifício de transformar-se as portas simples em portas com bandeira, conforme foi aventado no item 9.5 (Figura 103); no caso de fissuras provocadas por movimentações iniciais acentuadas, cuja variação na abertura passa a ser vinculada unicamente a movimentações higró-térmicas da própria parede, diversos autores<sup>(12,13,etc.)</sup> sugerem a utilização de tela metálica, conforme foi ilustrado na Figura 114, ou a interseção de uma bandagem que propicie a dessolidarização entre o revestimento e a parede na região da fissura, de acordo com o indicado na Figura 115 a seguir.

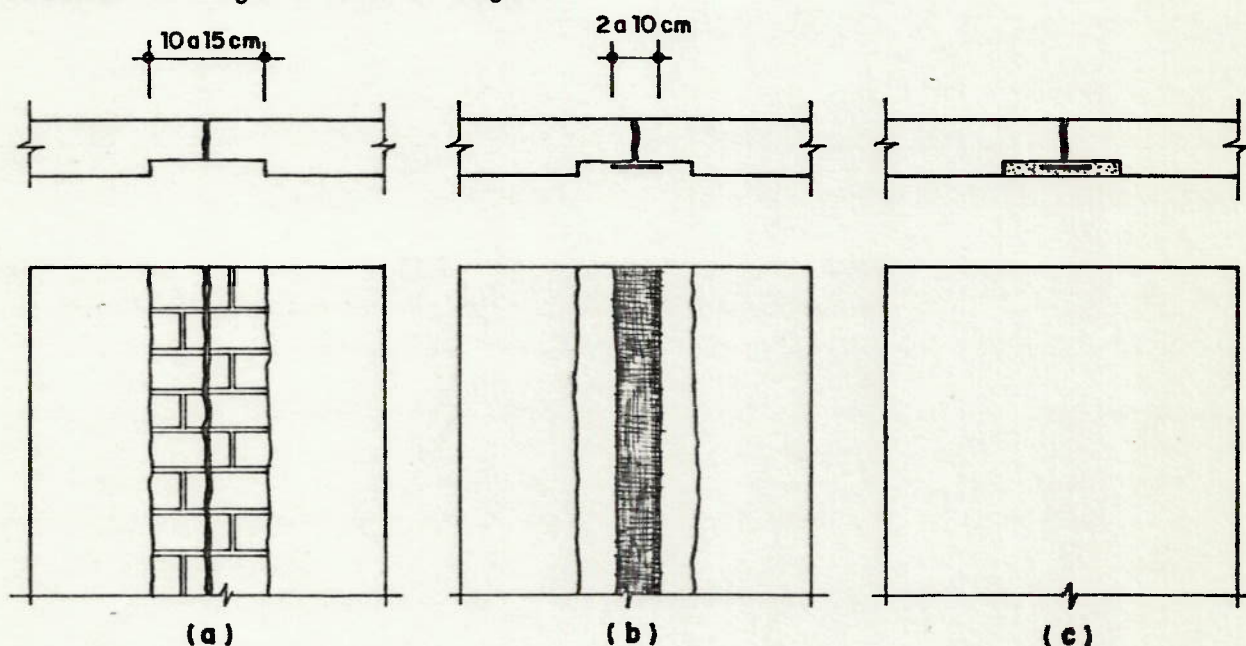


FIGURA 115 - Recuperação de fissura em alvenaria com o emprego de bandagem de dessolidarização parede/revestimento

Conforme sequência apresentada na Figura 115, as etapas de recuperação da fissura com bandagem seriam as seguintes:

- a) remoção do revestimento da parede, numa faixa com largura de aproximadamente 10 a 15 cm;
- b) aplicação da bandagem com distribuição regular para ambos os lados da fissura; as opiniões divergem quanto à largura dessa faixa, ficando compreendidas entre 2 e 10 cm;
- c) aplicação de chapisco externamente à bandagem e recomposição do revestimento com argamassa de baixo módulo de deformação (traço 1:2:9 em volume).

Existem diversas indicações sobre o tipo de material constituinte da bandagem, tais como saco de estopa, esparadrapo, fita crepe, plástico, etc; no mercado brasileiro já existem bandagens pré-fabricadas com largura de 20 mm ou 50 mm, com tela lateral auto-adesiva. Em todos os casos, o princípio de funcionamento da recuperação com bandagem é a absorção da movimentação da fissura por uma faixa de revestimento relativamente larga, não aderente à base; desta forma, quanto melhor a dessolidarização promovida pela bandagem e quanto maior for sua largura, menores serão as tensões introduzidas no revestimento pela variação na abertura da fissura e, portanto, menor a probabilidade da fissura voltar a pronunciar-se no revestimento.

A recuperação de fissuras ativas, desde que os movimentos não sejam muito pronunciados, poderá também ser tentada com o próprio sistema de pintura da parede; nesse caso, a pintura deve ser reforçada com uma finíssima tela de nylon ou polipropileno, com aproximadamente 10 cm de largura, requerendo-se a aplicação de 6 a 8 demãos de tinta elástica, à base de resina acrílica, poliuretânica, etc. Sempre que possível, entretanto, a recuperação de trincas ativas deve ser efetuada com selantes flexíveis (poliuretano, silicone, etc.), abrindo-se na região da trinca um sulco com formato de Vê, com aproximadamente 20 mm de largura e 10 mm de profundidade (Figura 116).

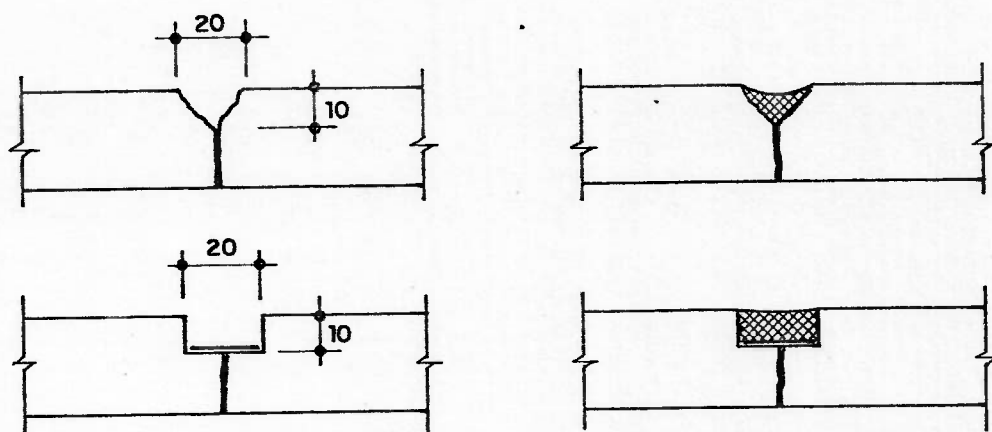


FIGURA 116 - Recuperação de fissuras ativas com selante flexível

A aplicação do selante deverá ser precedida de uma limpeza eficiente da poeira aderente à parede, devendo esta encontrar-se bem seca quando da aplicação; o selante deverá ser tixotrópico e bem consistente, não apresentando retração acentuada pela evaporação de seus constituintes voláteis. No caso de movimentações muito intensas da trinca, recomenda-se a abertura de cavidade retangular, com aproximadamente 20 mm de largura e 10 mm de profundidade, intercalando-se entre o selante e a parede uma membrana de separação (fita crepe, por exemplo); esta solução, também representada na Figura 116, propicia ao selante condições de trabalho muito mais eficientes.

As fissuras provocadas por enfraquecimento localizado da parede, seja pela presença de aberturas de portas e janelas ou pela inserção de tubulações, poderão ser recuperadas superficialmente através da introdução de bandagem no revestimento ou de tela de náilon na pintura. O comportamento monolítico da parede poderá ser restabelecido mediante a introdução de armaduras no trecho fissurado da parede, ou até mesmo por meio de telas metálicas inseridas no revestimento; nessa segunda alternativa, ilustrada na Figura 117, o comprimento de transpasse da tela, para cada um dos lados da trinca, deve ser de aproximadamente 15 cm, sendo que no caso de empregar-se tela de estuque esta não deverá estar muito frouxa nem excessivamente distendida.

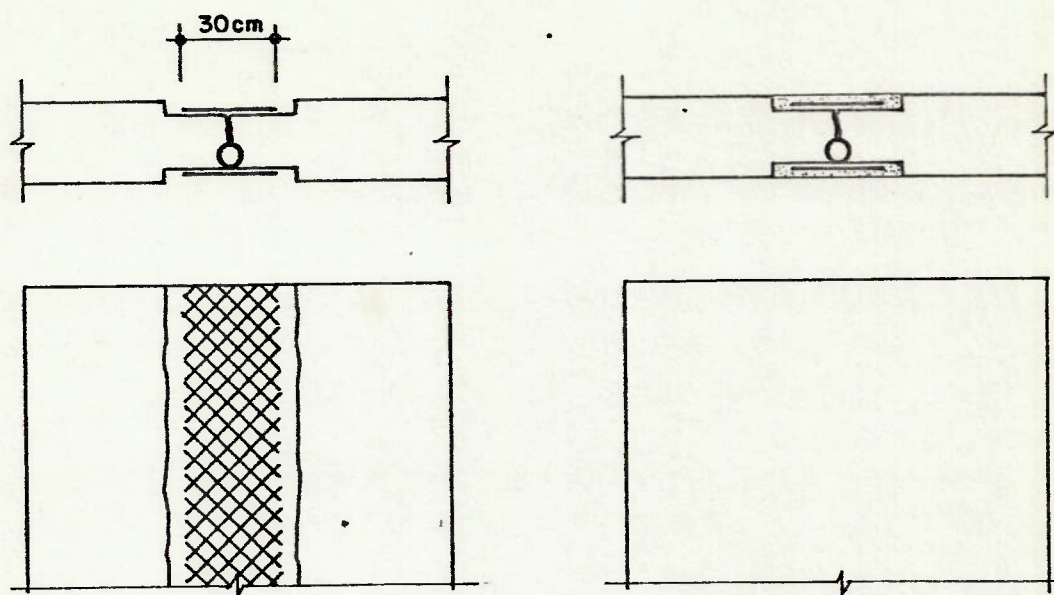


FIGURA 117 - Recuperação da parede, em seção enfraquecida, com o emprego de tela metálica

Nas alvenarias aparentes, onde é impossível a utilização de telas ou bandagens, o BRE<sup>(91)</sup> sugere alternativas de recuperação para três situações distintas, ou seja:

- a) nas trincas pronunciadamente ativas: criação de juntas de movimentação;
- b) em caso de movimentações consolidadas: simples substituição dos blocos fissurados, raspagem da argamassa das juntas horizontais e verticais até uma profundidade de aproximadamente 15 mm, limpeza, umedecimento e posterior obturação da junta com argamassa de traço 1:1:6 ou 1:2:9;
- c) em paredes sujeitas a variações dimensionais limitadas: substituição dos blocos fissurados, introdução de armadura vertical e grauteamento dos furos, constituindo-se assim um pilarete armado na seção originalmente fissurada;
- d) alternativamente à hipótese acima apresentada, o BRE<sup>(91)</sup> sugere

re ainda a raspagem das juntas horizontais de assentamento até uma profundidade de aproximadamente 15 mm, seguindo-se o chumbamento, com argamassa 1:1:6 bem seca, de ferros com diâmetro de 4 ou 5 mm; esses ferros, com transpasse de aproximadamente 25 cm para cada lado da fissura, deverão ser chumbados em juntas alternadas, numa e noutra face da parede, conforme esquematizado na Figura 118.

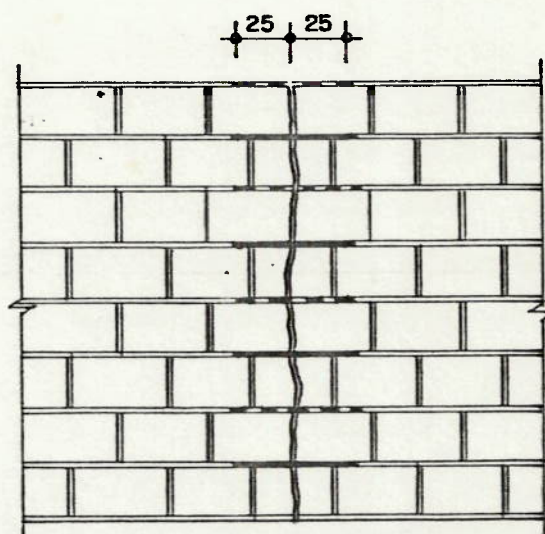


FIGURA 118 - Recuperação de fissura em alvenaria aparente, com o emprego de armaduras defasadas

Nas ocorrências de destacamentos entre componentes de alvenaria e argamassa de assentamento, particularmente quando estas propiciem a infiltração de água de chuva pelas fachadas, a raspagem das juntas e o posterior preenchimento com selante ou argamassa, nas condições mencionadas na alínea "b" precedente, é uma solução bastante plausível; entretanto, quando os destacamentos forem generalizados, ou quando a raspagem das juntas for impraticável pela dureza da argamassa de assentamento empregada, somente soluções globais, como o revestimento da fachada com argamassa ou a adoção de pintura elástica com tela incorporada, é que poderão resolver o problema definitivamente.

Nas paredes de vedação fissuradas por movimentações térmicas de

lajes de cobertura ou pelo sobrecarregamento oriundo da deflexão de componentes estruturais, qualquer uma das soluções anteriormente apontadas pode ser empregada na recuperação da parede trincada; todavia, o mais importante nesses casos será a desvinculação entre o topo da parede e o componente estrutural, conforme representado na Figura 119.

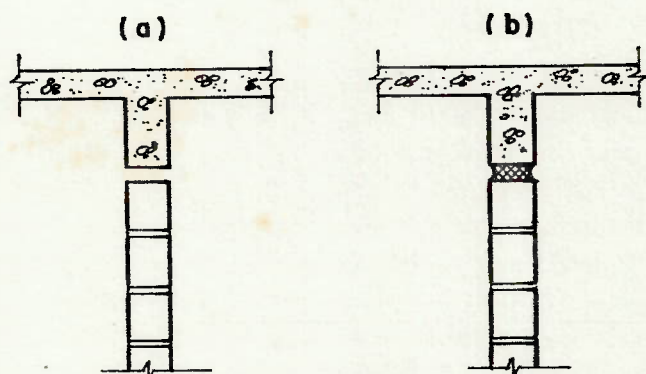


FIGURA 119 - Desvinculação entre a parede fissurada e o componente estrutural superior:

- a) corte efetuado no topo da parede;
- b) preenchimento com material deformável.

Nas lajes de cobertura apoiadas em alvenaria portante, além da solução óbvia de melhorar-se a isolamento térmica da cobertura, pode-se tentar o escoramento da laje, a remoção da última junta de assentamento e a introdução, nessa junta, de material deformável (feltro betumado, etc.); quando o escoramento da laje for impossível, a raspagem da junta até uma profundidade de aproximadamente 10 mm e o posterior preenchimento com selante flexível é uma solução razoavelmente eficiente.

Ainda para as alvenarias portantes, as fissuras provenientes da concentração de tensões são serão eficientemente recuperadas caso se consiga uma melhor distribuição das tensões no trecho de parede carregado<sup>(2)</sup>; assim sendo, para o caso de cargas concentradas transmitidas por vigas, há necessidade de escorar-se a viga e construir-se sob a mesma um coxim de distribuição convenientemen

te dimensionado. Na região de abertura de porta ou janela, o comprimento dos apoios da verga deverá ser aumentado, podendo-se introduzir entre a verga e alvenaria, por exemplo, chapas de aço; alternativamente, poder-se-á ainda sobrepor à verga existente uma outra verga, de maior comprimento.

A recuperação das paredes trincadas e o reforço das alvenarias portantes poderão ser conseguidos com a introdução de armaduras nas paredes, chumbadas com argamassa rica em cimento (por exemplo, 1:0,25:3,5) e posicionadas perpendicularmente à direção das fissuras; no caso de fissuramento muito pronunciado, resultante por exemplo de recalques intensos da fundação, poder-se-á recorrer ao atirantamento da alvenaria, conforme representado na Figura 120.

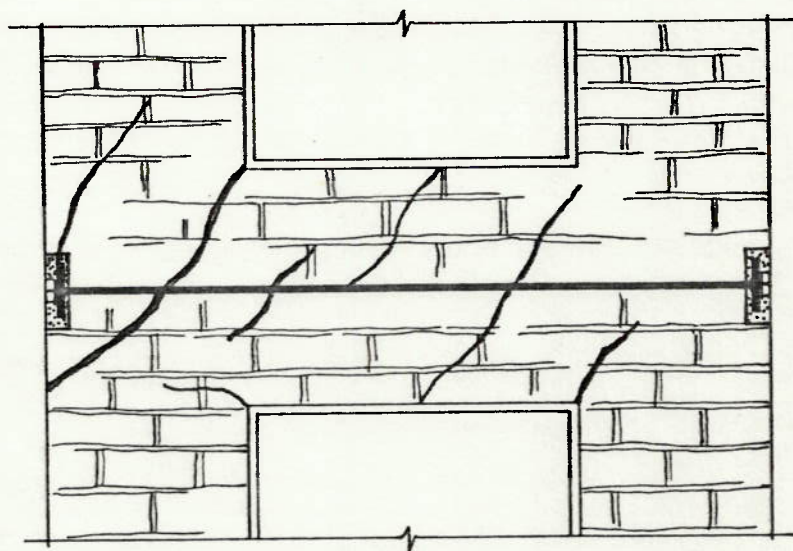


FIGURA 120 - Reforço de alvenaria portante com tirante de aço

Nessa hipótese, o esforço produzido pelo tirante deve ser transmitido à alvenaria através de placas de aço apoiadas em superfície regularizada com argamassa de cimento e areia, sendo posteriormente o corpo e as extremidades rosqueadas do tirante, as placas de apoio e as porcas de fixação protegidas com argamassa aditivada de agente impermeabilizante; esse tipo de reforço será mais eficiente

te se na operação de aperto das porcas o tirante estiver aquecido, produzindo no seu resfriamento e conseqüente contração a com pressão da alvenaria.

### 11.3 RECUPERAÇÃO DE REVESTIMENTOS RÍGIDOS

Na recuperação de revestimentos de paredes ou de pisos constituídos por azulejos ou ladrilhos cerâmicos muito pouco há por fazer, a não ser a criação de juntas no revestimento e a substituição das peças danificadas; a dificuldade começa em encontrar-se no mercado componentes cerâmicos parecidos com aqueles assentados, já que componentes iguais somente serão conseguidos se foi prevista uma boa sobra quando da execução da obra.

Também no tocante a argamassas de revestimento não há muita opção: Cincotto<sup>(67)</sup> por exemplo, recomenda a simples substituição do reboco e/ou do emboço nos casos em que estes apresentem grande incidência de fissuras de retração, descolamentos, pulverulências, etc. A renovação do revestimento, contudo, deverá ser antecedida da eliminação da causa do problema, muito frequentemente infiltração de umidade na parede.

No caso de fissuras provocadas por expansão retardada e óxidos presentes na argamassa de assentamento de alvenarias, Pfeiffermann<sup>(2)</sup> recomenda que se deixe completar a reação, o que pode levar cerca de 3 anos ou mais, para só então providenciar-se a substituição do revestimento. No caso de fissuras provocadas por ataque de sulfatos (formação de etringita), Chand<sup>(13)</sup> recomenda: remoção do revestimento, eliminação do acesso da umidade à parede, secagem ao máximo da superfície e aplicação de novo revestimento constituído por cimento resistente a sulfatos, cal e areia.

Nos casos de fissuras de retração da argamassa de revestimento de fachadas, poder-se-á tentar a utilização de uma pintura elástica encorpada, com aplicação de 3 ou 4 demãos de tinta à base de resina acrílica, empregando-se ainda reforço com tela de náilon nos locais mais danificados. Nas paredes internas, alternativamente à



simples substituição da argamassa de revestimento, causará menos transtornos e poderá ser economicamente competitiva a aplicação, por exemplo, de "papel de parede" sobre o revestimento fissurado; vale-se lembrar que existem hoje no mercado nacional ótimos "papéis de parede" que na realidade são películas de PVC reforçadas com fibras textéis, com grande elasticidade.

## CAPITULO 12

## CONSIDERACOES FINAIS

As trincas manifestam-se nos edifícios segundo processos que podem parecer totalmente aleatórios, mas que na realidade são originados na maioria das vezes por fenômenos físicos, químicos ou mecânicos que já são de perfeito domínio técnico; a certa aleatoriedade peculiar aos estados de fissuração deve-se muito mais a enorme gama de variáveis envolvidas no processo, com combinações complexas que às vezes são de difícil entendimento.

A construção de edifícios "à prova de fissuras" representaria uma tarefa técnica difícil e um ônus financeiro insustentável; por outro lado, deixar ao arbítrio da natureza a criação de juntas numa obra, e às expensas do usuário os encargos adivindos da sua continuada restauração, não parece nem técnico, nem econômico, nem justo.

Voltando ao que foi dito no começo deste trabalho, muito poderia ser feito para minimizar-se o problema, pelo simples reconhecimento de que os solos, os materiais e os componentes das edificações movimentam-se; em função dessa verdade irrefutável, muitas fissuras são projetadas conjuntamente com a obra, para surpresa dos projetistas e desespero dos empreendedores. A falta de harmonia entre os diversos projetos e o não reconhecimento da necessidade de controlar-se a qualidade dos materiais e dos serviços, comum ainda hoje em muitas autoridades, técnicas ou não, colaboram também em grande escala para que fissuras não projetadas, sejam assim mesmo construídas.

A previsão de recalques, por mais aproximada que fôsse, e a estimativa de flechas em vigas e lajes, não no regime elástico como costumeiramente se faz, poderiam evidenciar situações potencialmente favoráveis à fissuração da obra, tomando-se a tempo as medidas cabíveis nos dimensionamentos e/ou nos detalhes construtivos que

aliviar as tensões. Isso pressupõe uma interação eficiente dos profissionais responsáveis pelos diversos projetos e pela construção do edifício, o que muitas vezes não se verifica.

Parece portanto necessário o desenvolvimento de normas brasileiras voltadas para o projeto e execução dos diversos elementos da construção (paredes de vedação, alvenarias estruturais, pisos rígidos, envidraçamentos, etc.), estabelecendo-se em cada caso as deformações admissíveis e/ou os detalhes construtivos que minimizassem a formação de fissuras. Seria recomendável também que a normalização brasileira que trata das fundações dos edifícios e das estruturas de concreto armado, particularmente as normas NBR 6122 e NBR 6118, fosse enriquecida com orientações mais precisas sobre previsão de recalques e de flechas, respectivamente; aliás, no tocante às estruturas de concreto armado, têm-se verificado o emprego cada vez mais frequente de lajes do tipo cogumelo e de lajes nervuradas excessivamente flexíveis, o que vem causando um gradativo aumento na ocorrência de fissuração de paredes de vedação e destacamentos de pisos rígidos.

O conhecimento do comportamento dos materiais de construção, de suas deficiências e de suas incompatibilidades, é imprescindível para que as fissuras e as patologias em geral sejam reduzidas a níveis aceitáveis; Pfeiffermann<sup>(2)</sup> cita que muitos dos problemas verificados em obra devem-se ao emprego de novos materiais segundo as mesmas práticas construtivas verificadas para os materiais tradicionais. Nesse ponto, seria importante a implementação de programas de homologação de novos materiais, componentes ou sistemas construtivos, assim como importante seria o estabelecimento, já com algum atraso, de programas de certificação de conformidade para materiais e componentes convencionais.

Também relevante para o equacionamento do problema, seria a introdução nos currículos dos cursos de engenharia e de arquitetura de conceitos mais aprofundados sobre a patologia das construções, a exemplo do que já se vem tentando implementar na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo; um dos males de nossas escolas de engenharia e faculdades de arquitetura é que, em geral, nos en

sinam o que deve ser feito, mas não o que deve ser evitado.

Como já foi aqui afirmado, e até como se pode depreender pelas medidas de recuperação sugeridas no capítulo anterior, as obras de reparo geralmente são difíceis, dispendiosas, demoradas e incômodas, quando não, inócuas ou ineficientes. Assim sendo, parece prudente que os profissionais ligados à construção atuem diretamente sobre as causas do problema, recorrendo a todos os seus conhecimentos e bem cumprindo os compromissos assumidos com uma sociedade pobre; para citar Pfeffermann<sup>(2)</sup>, pela última vez nesse trabalho, em termos de fissura, mais do que nunca, "mieux vaut prévenir que guérir".

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. PFEFFERMANN, O. Les fissures dans les constructions: conséquence de phénomènes physiques naturels. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Bruxelles, n° 250, octobre, 1968.
2. PFEFFERMANN, O. et al. Fissuration des maçonneries. Bruxelles, Centre Scientifique et Technique de la Construction, 1967. (Note d'Information Technique 65).
3. PFEFFERMANN, O. Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support - Part 1. CSTC, Revue, Bruxelles, n° 3, juin, 1969.
4. PFEFFERMANN, O.; PATIGNY, J.J. Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une déformation excessive du support - Part 2. CSTC, Revue, Bruxelles, n° 4, décembre, 1975.
5. BAKER, M.C. The recognition of joints in the system, In: Seminar on Cracks, Movements and Joint in Buildings, Ottawa, 1970. Proceedings... Ottawa, National Research Council of Canada, 1976. (NRCC - 15 477).
6. INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). Patologia na construção: programa de coleta de informações. São Paulo, 1981 (Relatório n° 14 754).
7. CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. Pathologie du batiment: humidité, décollement, fissuration et corrosion. CSTC Revue, Bruxelles, n.1, 1979.
8. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Estimation of thermal and moisture movements and stresses. Garston, 1979. (Digest 227, Part 1).

9. CAVILEY, J. Mc. American roofer and building improvement. Contractor v.52, n° 10, novembro, 1962.
10. MARIN, J. Mechanical behavior of engineering materials. New Jersey. Prentice Hall, 1962.
11. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Estimation of thermal and moisture movements and stress. Garston, 1979. (Digest 228, Part 2).
12. LATTA, J.K. Dimensional changes due to temperature, In: Seminar on Cracks, Movements and Joint in Buildings, Ottawa, 1970. Proceedings... Ottawa, National Research Council of Canada, 1976. (NRCC - 15 477).
13. CHAND, S. Cracks in building and their remedial measures. Indian Concrete Journal, New Delhi, October, 1979.
14. COSTA, E.C. Conforto térmico nas edificações. São Paulo, Eternit S.A. 1978. (Boletim técnico n° 100).
15. TIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY, K.S. Theory of plates and shells. 2. ed. McGraw-Hill Kogakusha.
16. SAHLIN, SVEN. Structural masonry. New Jersey, Prentice Hall, 1971.
17. PILNY, F. Ermittlung der Ursachen von Rissen in Bawerken. Die Bautechnik, Berlin, n° 54, juni, 1977.
18. SERDALY, D. Erreurs de conception dans la construction et leur enseignement. Société suisse des ingénieurs et des architectes. Journées d'études sur des problèmes intéressant les ingénieurs, Zurich, octobre, 1971.

19. FABIANI, B. Lesões nas edificações. São Paulo, 1975. (Apostila da disciplina Técnicas da construção de Edifícios. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de engenharia urbana e de construções civis).
20. CINCOTTO, M.A. Danos de revestimento decorrentes da qualidade da cal hidratada. São Paulo, Associação Brasileira de Produtores de Cal. 1975. (Boletim nº 7).
21. JOISEL, A. Fisuras y grietas en morteros y hormigones - sus causas y remedios. 4. ed. Barcelona, Editores técnicos Asociados, 1975.
22. COMMONWEALTH SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH ORGANIZATION, Failures of wall and floor tiling: their causes and prevention. Melbourne, 1958. (Report nº 5).
23. STUBBS, R. e PUTTERILL, K.E. Expansion of brickwork. Pretoria, National Building Research Institute, 1972. (Report 259).
24. INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). Estudo de propriedades físicas e mecânicas de blocos vazados de solo-cimento visando o seu emprego em alvenarias portantes, São Paulo, 1980. (Relatório nº 13 852)
25. INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA E QUALIDADE INDUSTRIAL. NBR 6118. Projeto e execução de obras de concreto armado, 1978. (ABNT, NB 1).
26. BRANSON, D.E. Deformation of concrete structures. New York, McGraw-Hill, 1977.
27. INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Prova de carga do mini protótipo CEBRACE e ensaios estruturais de seus elementos componentes. São Paulo, 1979. (Relatório nº 12 035).

28. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures, 1971. (SP 27-3).
29. BORGES, J.F. Cracking and deformability of reinforced concrete beams. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. 1965.
30. MONTOYA, P.J. Hormigón armado. 6.ed. Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 1971.
31. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON - FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAİNTE. Code-mođele CEB-FIP pour les structures en beton. 3.ed. Paris, 1978.
32. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Manuel de calcul: fissuration et deformations. Paris, 1981. (Bulletin d'Information 143).
33. FRANZ, G. Tratado del hormigón armado. 2.ed. Konstruktionslehre des Stahlbetons Trad. Enrique Zwecker. Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 1970.
34. NORONHA, M.A.A. Diagnóstico dos males e terapia das estruturas. São Paulo, 1980. (Apostila do curso Patologia das Construções de Concreto, FDTE/EPUSP/IPT).
- 35. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. 1983. (Projeto de norma 2:03.06-006/83).
36. PEREIRA DA SILVA, R. Maçonnerie armée: cas des maçonneries de produits creux sollicités parallèlement à leur plan. Paris, mai, 1985. (Tese de doutorado - École Nationale des Ponts et Chaussées).



37. GOMES, N.S. A resistência das paredes de alvenaria. São Paulo, 1983. (Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
38. SABBATINI, F.H. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária. São Paulo, 1984. (Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
39. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Strength of brickwork and blockwork walls: design for vertical load. Garston, 1981. (Digest 246).
40. INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. Uniform Building Code, Chapter 24, Masonry. Califórnia, 1979.
41. STRUCTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE. Recommended building code requirements for engineered brick masonry. MacLean, 1969.
42. CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. Masonry design and construction for buildings. Ottawa, 1977. S-304/77.
43. NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION. Specification for the design and construction of load-bearing concrete, MacLean, Virginia, 1970. (TR-75B).
44. PFEFFERMANN, O.; BATY, P. La maçonnerie armée. CSTC Revue, Bruxelles, nº 1, mars, 1978.
45. UTKU, B. Stress magnifications around openings of brick walls. In: International Symposium on Housing Problems. Georgia, maio, 1976. Proceedings... v.2.
46. INSTITUTO EDUARDO TORROJA. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja, P.I.E.T. 70, Capitulo Obras de Fábrica. Madrid, 1971.

47. BUILDING RESEARCH STATION. Environmental changes, temperature, creep and shrinkage in concrete structures. Garston, 1970. (Current Paper nº 7/70).
48. MELLO, V.F.B. Deformação como base fundamental de escolha da fundação. Revista Geotecnia nº 12, Lisboa, 1975.
49. MELLO, V.F.B.; TEIXEIRA, A.H. Fundações e obras de terra. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1971.
50. BOWLES, J.E. Foundation: analysis and design, 3.ed. Tokyo, Mc Graw Hill Kogakusha, 1982.
51. MAC LEOD, I.A.; ABU-EL-MAGD, S.A. The behavior of brick walls under conditions of settlement. London, Institution of Structural Engineers, 1980.
52. PERLOFF, W.H. Foundation Engineering Handbook. Chapter 4: Pressure distribution and settlement. New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1975.
53. BJERRUM, L. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, 1967. Proceedings... v.2. pp. 135-137.
54. VARGAS, M.; NÁPOLES, A.D.F. Mecânica dos solos, capítulo 1. Manual do Engenheiro Globo, Porto Alegre, Editora Globo, 1976. v.4.
55. MELLO, V.F.B. Fundações e elementos estruturais enterrados. São Paulo, 1975. (Apostila da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
56. POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. Pile foundation analysis and design. New York, John Wiley and Sons, 1980.

57. CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. Fondations de maisons: guide pratique pour la conception et l'exécution des fondations de constructions petites et moyennes. Bruxelles, 1983. (Note d'information technique 147).
58. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Soils and foundations, Gars ton, 1977 (Digest nº 63, Part 1).
59. HELENE, P.R.L. Estrutura interna do concreto. São Paulo, abril, 1980. (Apostila do curso Patologia das Construções de Concreto, FDTE/EPUSP/IPT).
60. JOHNSON, S.M. Deterioration, maintenance, and repair of structures. New York, Mc Graw-Hill, 1965.
61. MESEGUER, A.G. Comunicação verbal. Instituto Eduardo Torro ja. Outubro, 1985.
62. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Cracking in buildings. Gars ton, 1977. (Digest 75).
63. EICHLER, F. Patología de la construcción: detalles construc tivos. Versão espanhola da 2ª edição alemã, por Adrian Margarit e José Fabregat. Editorial Blume, Editorial La bor, Barcelona, 1973.
64. HEDSTROM, R.O. et al. Influence of mortar and block proper ties on shrinkage cracking of masonry walls. Journal of the Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Illinois. January, 1968.
65. SANTOS, P.S. Por que azulejos e ladrilhos de piso se soltam. Revista Engenharia n.297, março, 1968. pp. 34.

66. FLAUZINO, W.D. Durabilidade de materiais e componentes das edificações: metodologias e suas aplicações no caso de pinturas externas e chapas onduladas de plástico. 1983. (Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
67. CINCOTTO, M.A. Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 1983. (Série Monografias 8).
68. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Durability of concrete structures. Paris, 1982. (Bulletin d'Information 148).
69. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Sulphate attack on brickwork. Garston, 1975. (Digest nº 89).
70. CÄNOVAS, M.F. Patologia y terapeutica del hormigón armado. Madrid, Editorial Dossat, 1977.
71. HELENE, P.R.L. Corrosión de las armaduras en el hormigón armado. Revista Cemento-Hormigón, Barcelona, n. 592, 1983.
72. CRAWFORD, C.B. Deformations due to foundation movements, In: Seminar on Cracks, Movements and Joint in Buildings, Ottawa, 1970. Proceedings... Ottawa, National Research Council of Canada, 1976. (NRCC - 15477).
73. BORGES, A.C. Prática das pequenas construções. 6.ed. São Paulo, Edgard Blücher, 1972.
74. ROARK, R.J.; YOUNG, W.C. Formulas for stress and strain. 5.ed. Tokyo, Mac Graw-Hill Kogakusha, 1975.
75. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Thermal effects in concrete structures. Lausanne, 1985. (Bulletin d'Information 167).

76. FINTEL, M. Joints in buildings. In: —. Handbook of concrete engineering. New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1974.
77. CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. Deformations admissibles dans le bâtiment. Bruxelles, 1980. (Note d'Information Technique 132).
78. FISHER, R. Paredes. Versão espanhola da 1ª edição inglesa, por Luis M.J. Cisneros. Barcelona, Editorial Blume, 1976.
79. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Autoclaved aerated concrete: CEB manual of design and technology. Lancaster, The Construction Press Ltd, 1978.
80. CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. Joints d'étanchéité en mastic entre éléments de façade: conception et exécution. Bruxelles, 1979. (Note d'Information Technique 124).
81. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Design of joints and jointing in building construction. London, 1981. (BS 6093/81).
82. MARTIN, B. Joints in buildings. New York, John Wiley and Sons, 1977.
83. NATIONAL BUILDING RESEARCH INSTITUTE. Bond failure between calcium silicate bricks and mortar and preventive measures. Pretoria, 1978. (NBRI - Information Sheet).
84. PICCHI, F.A. Impermeabilização de coberturas de concreto: materiais, sistema, normalização. 1984. (Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
85. PETRUCCI, E.G.R. Materiais de construção, 6.ed. Porto Alegre, Editora Globo, 1982.

86. INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Pisos cerâmicos - Especificação. São Paulo, 1983. (Documento preparado dentro do Programa de Controle de Qualidade de das Edificações - PROCONTROL, contrato IPT/BNH).
87. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de envidraçamento na construção civil. 1976. (Norma NB-226).
88. LICHTENSTEIN, N.B. . Patologia das construções: procedimento para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações. 1985. (Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).
89. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Wall cladding defects and their diagnosis. Garston, 1978. (Digest 217).
90. REYGAERTS, J. Diagnostic des cas de pathologie du bâtiment. CSTC, Revue, Bruxelles, nº 4, decembre, 1980.
91. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Repairing brickwork. Garston, 1977. (Digest 200).
92. ALMEIDA, D.F. Recuperação de estruturas. São Paulo, 1980. (Apostila do curso Patologia das Construções de Concreto, FDTE/EPUSP/IPT).