

FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO  
ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES TÍPICAS E LEVANTAMENTO DE  
CASOS OCORRIDOS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL.

DENISE CARPENA COITINHO DAL MOLIN

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CORPO DOCENTE  
DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
DA ESCOLA DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL  
DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS REQUISITOS  
PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA

18/30/88	18/30/88	18/30/88

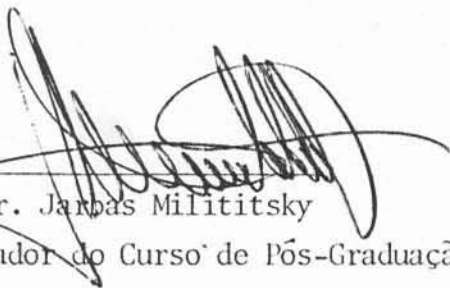
Porto Alegre,  
março, 1988.

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil.



---

Prof. Dr. Paulo Roberto do Lago Helene  
Orientador



---

Prof. Dr. Jarcas Milititsky  
Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil

BANCA EXAMINADORA

Paulo Roberto do Lago Helene (Orientador)  
Doutor pela Universidade de São Paulo

Ronaldo Bastos Duarte  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

João Luiz Campagnolo  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Aos meus pais.

Ao Aquiles.

### AGRADECIMENTOS

Ao Professor Paulo do Lago Helene, pela orientação, incentivo e valiosas contribuições no transcurso deste trabalho.

Aos Professores Henrique Gutfreind e Leda Wulff Gobetti, pelo apoio e amizade demonstrada.

À Fundação de Ciência e Tecnologia - CIENTEC, e ao 8º Distrito de Meteorologia de Porto Alegre, pelo fornecimento de informações para a realização desta pesquisa.

Aos colegas do NORIE, pelo estímulo e companheirismo nestes anos de convivência.

À CAPES e CNPq, pelo auxílio da Bolsa de Estudos.

A todos aqueles que, direta ou indiretamente, propiciaram a realização deste trabalho.

## SUMÁRIO

DEDICATÓRIA .....	II
ACRADECIMENTOS .....	III
LISTA DE FIGURAS .....	VII
LISTA DE TABELAS .....	XIII
LISTA DE FOTOGRAFIAS .....	XV
RESUMO .....	XVI
ABSTRACT .....	XVII
INTRODUÇÃO .....	1
1. TIPOS DE MANIFESTAÇÕES DE FISSURAS NO CONCRETO FRESCO .....	4
1.1 Assentamento plástico .....	4
1.2 Dessecação superficial .....	11
1.3 Movimentação das fôrmas .....	15
2. TIPOS DE MANIFESTAÇÕES NO CONCRETO ENDURECIDO .....	21
2.1 Retração por secagem .....	21
2.2 Movimentação térmica .....	31
2.2.1 Influências internas: calor de hidratação do cimento .....	33
2.2.2 Influências externas: mudança nas condições ambientais .....	42
2.3 Corrosão da armadura .....	48
2.4 Reações expansivas com sulfatos .....	60
2.5 Reações expansivas com álcali/agregados .....	63
2.6 Sobrecargas .....	68
2.7 Detalhes construtivos .....	79
2.8 Fundações .....	89
3. CONSEQUÊNCIAS DA FISSURAÇÃO NO CONCRETO ARMADO .....	97
3.1 Influência da fissuração na durabilidade das estruturas .....	97
3.2 Influência da fissuração na perda de estanqueidade .....	101
3.3 Influência da fissuração na estética das estruturas .....	106
3.4 Influência da fissuração na deformabilidade das estruturas .....	107

4. LEVANTAMENTO E ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ATENDIDAS PELA FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA - CIENTEC	113
4.1 Dados .....	113
4.1.1 Classificação geral .....	114
4.1.2 Classificação específica para o caso de fissuras em concreto armado .....	120
4.2 Discussão .....	126
4.2.1 Análise das patologias significativas .....	126
4.2.2 Análise das fissuras em concreto armado .....	134
5. PREVENÇÃO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.	147
5.1 Controle de qualidade do processo de construção civil .....	147
5.2 Procedimentos e recomendações para prevenção de fissuras .....	156
5.2.1 Assentamento plástico .....	156
5.2.2 Dessecação superficial .....	157
5.2.3 Movimentação das fôrmas .....	158
5.2.4 Retração por secagem .....	161
5.2.5 Movimentação térmica .....	162
5.2.5.1 Influências internas: calor de hidratação do cimento .....	162
5.2.5.2 Influências externas: mudança nas condições ambientais .....	163
5.2.6 Corrosão da armadura .....	165
5.2.7 Reações expansivas com sulfatos .....	168
5.2.8 Reações expansivas com álcali/agregados .....	169
5.2.9 Sobrecargas .....	170
5.2.10 Detalhes construtivos .....	171
5.2.11 Fundações .....	171
6. CORREÇÃO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO .	175
6.1 Procedimentos para a formulação do diagnóstico da situação .....	175
6.2 Métodos de correção .....	179
6.2.1 Procedimentos para correção de fissuras passivas .....	180
6.2.2 Procedimentos para correção de fissuras ativas .....	183

CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	186
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	190
ANEXO 1 - Dados meteorológicos fornecidos pelo 8º Dis- trito de Meteorologia para a cidade de Porto Alegre no período 1977 - 1986 .....	200

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 1

1.1	Assentamento plástico do concreto impedido pela armadura.....	5
1.2	Detalhe da fissura ao longo da armadura .....	5
1.3	Fissura por assentamento plástico impedido pelo agregado .....	6
1.4	Plano de separação entre o concreto e a armadura causado pelo assentamento plástico .....	6
1.5	Fissuração de lajes por assentamento plástico em função do diâmetro da armadura, da plasticidade e cobrimento .....	7
1.6	Configurações típicas de fissuras por assentamento plástico .....	8
1.7	Influência da finura do cimento na exsudação da pasta .....	10
1.8	Gráfico para verificar a tendência à fissuração do concreto fresco.....	13
1.9	Configurações típicas de fissuras por dessecação superficial .....	14
1.10	Fissuração por dessecação superficial em lajes contínuas .....	15
1.11	Sobrecarga localizada de concreto causando deformação excessiva da base da fôrma .....	19
1.12	Fissura interna devido ao movimento da fôrma .....	20
1.13	Fissura na superfície do concreto devido ao movimento da fôrma .....	20
1.14	Fissura na superfície do concreto devido à deformação da base da fôrma .....	20

### Capítulo 2

2.1	Retração em função do tempo, de concretos conservados a diversas umidades relativas, após 28 dias de cura úmida .....	22
2.2	Influência da natureza do agregado na retração do concreto .....	23
2.3	Influência da relação água/cimento e do teor de agregado na retração do concreto .....	24



2.4	Influência das dosagens de água e cimento na retração do concreto .....	24
2.5	Curvas de retração em função do tempo de diversos concretos conservados a umidades relativas de 50 e 70% .....	25
2.6	Curvas das resistências à tração, do módulo de ruptura e da retração potencial do concreto em função do tempo .....	27
2.7	Retrações hidráulicas potenciais do concreto em função da profundidade e período de permanência em contato com a atmosfera .....	28
2.8	Fissura em laje causada por retração hidráulica ...	29
2.9	Fissuras produzidas por retração hidráulica de viga em pórtico de pilares de grande rigidez e de pequena rigidez .....	30
2.10	Fissuras produzidas por retração hidráulica em pórticos de vigas com diferentes taxas de armadura e em muros de arrimo .....	30
2.11	Tensões de origem térmica devido ao calor de hidratação do cimento .....	34
2.12	Influência do teor de $C_3A$ na liberação do calor ...	36
2.13	Influência do teor de $C_3S$ na liberação do calor ...	36
2.14	Variação da temperatura do concreto a diversas profundidades em função da variação da temperatura externa .....	42
2.15	Influência da velocidade do vento na distribuição da temperatura em uma estrutura aquecida pelo sol ....	43
2.16	Fissura em laje causada pela expansão térmica das vigas de apoio .....	48
2.17	Modelo simplificado da corrosão do aço no concreto.	50
2.18	Variação do grau de carbonatação do hidróxido de cálcio com a umidade do meio em que se realiza ....	51
2.19	Concentração de íons cloreto, em relação ao pH do concreto, acima do qual pode ocorrer corrosão ....	53
2.20	Influência da relação água/cimento na permeabilidade do concreto à água .....	55
2.21	Influência do cobrimento de concreto e da relação água/cimento na corrosão das armaduras .....	56
2.22	Resistência ao ataque de sulfatos de cimentos com diferentes conteúdos de aluminato tricálcico .....	62

2.23	Influência do teor de álcalis na expansão por reação álcali-sílica .....	65
2.24	Influência da quantidade de agregados reativos na expansão por reação álcali-sílica .....	66
2.25	Fissuras provocadas por esforços de tração em tirantes .....	72
2.26	Fissuras provocadas por esforços de compressão sem impedimento de deformação transversal .....	72
2.27	Superfícies de cisalhamento entre os agregados e a argamassa, geradas pela diferença dos módulos de ruptura destes materiais .....	73
2.28	Fissuras provocadas por esforços de compressão com impedimento de deformação transversal .....	73
2.29	Diferentes formas de fissuração no concreto por esforços de compressão .....	73
2.30	Fissuras provocadas em elementos esbeltos por esforços de flexo-compressão .....	74
2.31	Fissuras provocadas por esforços de flexão e cisalhamento em viga isostática .....	75
2.32	Fissuras provocadas por esforços de flexo-compressão em viga isostática .....	76
2.33	Fissuras na face superior de uma laje simplesmente apoiada provocadas pelos momentos volventes .....	76
2.34	Fissuras na face inferior de uma laje simplesmente apoiada com carga uniformemente distribuída .....	77
2.35	Fissuras na face superior de lajes contínuas calculadas como simplesmente apoiadas .....	77
2.36	Fissuras na face superior de uma laje provocadas por esforços de flexo-compressão .....	78
2.37	Fissura em viga provocada por esforços de cisalhamento .....	78
2.38	Trajetoórias das tensões principais para a solicitação de torção simples .....	79
2.39	Fissuras em viga solicitada à torção .....	79
2.40	Armaduras adequadas para consoles .....	81
2.41	Armaduras adequadas para cantos reentrantes .....	81
2.42	Armaduras adequadas para uma peça estrutural com curvatura contínua .....	82

2.43	Armaduras adequadas para elementos com cantos salientes comprimidos .....	82
2.44	Detalhe dos esforços em um canto saliente tracionado	83
2.45	Disposição das armaduras para absorver o empuxo ao vazio .....	83
2.46	Distribuição de tensões em nós de pórticos .....	84
2.47	Transmissão indireta de cargas por meio de armadura de suspensão .....	85
2.48	Estribos suplementares em pilares .....	85
2.49	Rompimento de pilares por falta de estribos .....	86
2.50	Vigas com aberturas na alma .....	86
2.51	Fissura da laje em balanço por deslocamento da armadura da posição correta .....	87
2.52	Transmissão de cargas de um balanço para o outro, por deformabilidade da laje .....	87
2.53	Desenvolvimento das trajetórias das tensões principais na zona de ancoragem de uma barra de armadura .	88
2.54	Relação entre recalque total máximo, recalque diferencial máximo e distorção angular máxima em argilas e areias .....	92
2.55	Recalque proveniente da sobrecarga da construção lindeira, executada sobre radier .....	93
2.56	Recalque de fundação superficial proveniente da deformação do solo devido à escavação .....	94
2.57	Recalques em estruturas de concreto armado em pórtico .....	95
2.58	Fissura em parede de concreto por recalque diferencial .....	96

### Capítulo 3

3.1	Profundidade de penetração da carbonatação em uma fissura .....	100
3.2	Comportamento de uma viga de concreto armado submetida a um carregamento axial de tração .....	108
3.3	Comportamento de uma viga de concreto armado biengastada, submetida a um abaixamento uniforme de temperatura .....	112

## Capítulo 4

4.1	Incidência relativa dos diferentes tipos de manifestações patológicas .....	127
4.2a	Incidência relativa de fissuras segundo o local de desenvolvimento no edifício .....	127
4.2b	Incidência relativa dos tipos de umidade segundo o mecanismo de manifestação .....	127
4.3	Incidência de cada tipo de manifestação patológica em função do tipo de edificação .....	130
4.4	Incidência relativa de cada tipo de manifestação patológica em função da natureza da edificação .....	131
4.5	Incidência de fissuras segundo o tipo de edificação .....	132
4.6	Incidência relativa de fissuras em função da natureza da edificação .....	133
4.7	Incidência relativa dos tipos de fissuras em concreto armado .....	136
4.8	Fissuras em lajes pela inexistência de armadura capaz de absorver as tensões geradas nas mudanças de direção dos esforços .....	138
4.9	Incidência dos tipos de fissuras em concreto armado segundo a natureza da edificação .....	140
4.10	Incidência relativa dos tipos de fissuras em concreto armado em função da natureza da edificação .....	141
4.11	Incidência dos tipos de fissuras em concreto armado em função do elemento da estrutura .....	143
4.12	Incidência dos tipos de fissuras em concreto armado conforme a gravidade do problema .....	145
4.13	Incidência relativa da gravidade das fissuras em concreto armado .....	145
4.14a	Incidência relativa dos tipos de fissuras sem gravidade em concreto armado .....	146
4.14b	Incidência relativa dos tipos de fissuras moderadas em concreto armado .....	146
4.14c	Incidência relativa dos tipos de fissuras graves em concreto armado .....	146

## Capítulo 5

5.1	Etapas do processo de construção civil .....	148
5.2	Metas do controle de qualidade a serem atingidas em cada etapa do processo .....	148
5.3	Procedimentos que devem ser evitados na execução de fôrmas .....	160
5.4	Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados .....	172
5.5	Recalque diferenciado, por consolidação distinta do aterro carregado .....	172
5.6	Fundações assentadas sobre seções de corte e aterro .....	173
5.7	Diferentes sistemas de fundação na mesma construção .....	173
5.8	Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior .....	174
5.9	Fissuração em consequência do aumento de umidade em solo expansivo .....	174

## Capítulo 6

6.1	Estrutura do método para a resolução de problemas patológicos .....	176
6.2	Principais métodos para correção de fissuras .....	180
6.3	Detalhe de uma junta preenchida com selante elástico .....	185

## LISTA DE TABELAS

### Capítulo 1

- 1.1 Influência da quantidade e do tipo de material pozolânico, utilizado na composição do concreto, na quantidade de água exsudada ..... 9

### Capítulo 2

- 2.1 Coeficientes de dilatação linear de diferentes grupos de minerais ..... 33
- 2.2 Calor liberado na hidratação dos compostos do cimento. 35
- 2.3 Ordem de grandeza do calor de hidratação de vários tipos de cimento Portland, em função da idade ..... 37
- 2.4 Influência da adição de pozolanas no calor de hidratação do cimento Portland ..... 39
- 2.5 Influência do grau de moagem e do teor de adição de cinza volante no calor de hidratação do cimento pozolânico ..... 40
- 2.6 Correlação proposta entre o tipo de problema estrutural e a distorção angular ..... 91
- 2.7 Valores limites de distorção angular para edificações estruturadas em concreto armado e alvenarias portantes armadas ..... 91

### Capítulo 3

- 3.1 Perda de rigidez, após a primeira fissura, de um tirante de concreto 25 x 25 cm, submetido a uma carga axial de 300 kN ..... 91

### Capítulo 4

- 4.1 Quadro resumo das edificações vistoriadas ..... 114
- 4.2 Incidência dos tipos de manifestações patológicas em função da natureza das edificações ..... 116
- 4.3 Incidência dos tipos de manifestações patológicas em função da natureza da edificação e sua localização no estado do Rio Grande do Sul ..... 119
- 4.4 Incidência de fissuras em concreto armado em função da natureza das edificações ..... 121

4.5	Incidência de fissuras em concreto armado em função do elemento da estrutura .....	122
4.6	Incidência de fissuras em concreto armado em termos da localização no estado do Rio Grande do Sul .....	123
4.7	Incidência de fissuras em concreto armado conforme a gravidade do problema .....	125

#### Capítulo 5

5.1	Origens das fissuras dentro das etapas do processo de construção civil .....	150
-----	--	-----

#### Considerações Finais

7.1	Incidência de manifestações patológicas .....	187
-----	---	-----

## LISTA DE FOTOGRAFIAS

### Capítulo 2

2.1	Estrutura de concreto hiperestática, cujo vão possui 37m, sem junta de dilatação .....	45
2.2	Fissuras em vigas formadas pela ação conjunta da retração por secagem e contração térmica.....	46
2.3	Fissura em marquise originada pela contração térmica.	47
2.4	Corrosão de armaduras em lajes de cobertura .....	58
2.5	Lascamento do concreto devido às forças de expansão dos produtos de corrosão .....	59
2.6	Fissura típica causada pela presença de eletroduto embutido na laje .....	89

### Capítulo 3

3.1	Alteração da cor da superfície do concreto pela presença de umidade e resíduos nas fissuras .....	102
3.2	Mancha de óxido na superfície do concreto pela falta de estanqueidade provocada pela fissuração .....	103
3.3	Eflorescência como consequência da fissuração .....	104
3.4	Desenvolvimento de bolor na superfície fissurada de uma cortina de concreto .....	105



## RESUMO

Neste trabalho, para cada manifestação típica de fissuras em concreto armado, são apresentadas as possíveis causas e origens, os fenômenos intervenientes e seus mecanismos de ocorrência.

É feita uma abordagem a respeito das conseqüências e efeitos da fissuração nas estruturas de concreto quanto à durabilidade, deformabilidade, estética e perda de estanqueidade.

Apresenta-se uma aplicação prática a casos reais atendidos pela Fundação de Ciência e Tecnologia - CIENTEC, obtendo-se dados, tanto quantitativos como qualitativos, a respeito da incidência dos diferentes tipos de problemas ocorridos no estado do Rio Grande do Sul, no período de 1977 a 1986.

Por fim, propõem-se medidas preventivas e corretivas adequadas a cada caso anteriormente discutido.

## ABSTRACT

For every typical kind of cracking in reinforced concrete, are presented the probable causes and origins, the related phenomena and their mechanisms of occurrences.

An approach is made about the consequences and effects of cracking in concrete structures regarding durability, deformability, aesthetics and loss of watertightness.

It is presented an actual application to real cases upon which CIENTEC (Fundação de Ciência e Tecnologia) has worked, resulting in data, qualitative and quantitative, about the incidence of different kinds of problems that have occurred in Rio Grande do Sul from 1977 to 1986.

In the end, preventive and corrective actions are proposed for each case formely discussed about.

## INTRODUÇÃO

A existência de fissuras em estruturas de concreto armado é um problema de grande importância, não somente do ponto de vista econômico, ao originar gastos de recuperação e diminuir a vida útil das edificações, mas também por atingir o usuário sob o ponto de vista de conforto, salubridade e satisfação psicológica dentro da habitação. THOMAZ<sup>89</sup> salienta que os usuários nem sempre são especialistas em segurança das estruturas e que, para muitos, uma pequena fissura pode significar o perigo de ruína imediata do seu abrigo.

A fissuração do concreto é um fenômeno tão antigo como os próprios edifícios dos quais faz parte. Em muitas obras onde o material básico é o cimento aparecem fissuras depois de anos, meses ou até mesmo, poucas horas após o lançamento do material. Atualmente, este quadro vem se agravando pelo excessivo aproveitamento das resistências dos materiais, bem como pelo uso de uma mão-de-obra de qualificação inferior. Além disso, a incidência destas lesões está relacionada com o baixo nível do controle da qualidade realizado em cada uma das etapas do processo da construção civil (planejamento, projeto, materiais, execução e uso) e, também, com a falta de compatibilidade entre as mesmas.

De acordo com CANOVAS<sup>36</sup>, é difícil conhecer a situação atual do problema de fissuração, pois assim como os êxitos sempre se lançam aos quatro ventos, os fracassos são guardados, escondidos e evitadas suas transcendências. Isto faz com que muitas das lesões estruturais que se conhece com detalhe sejam aquelas que, por sua magnitude, é impossível dissimular.

Muito tem sido publicado sobre defeitos em edificações, suas causas e curas, mas infelizmente a informação é dispersa num grande número de publicações que, muitas vezes, não é facilmente acessível.

A complexidade do assunto deve-se à grande quantidade

e variabilidade dos parâmetros envolvidos. Sem dúvida, identificar a causa ou as causas de uma fissura não é tarefa muito fácil pois envolve conhecimentos multidisciplinares, abrangendo áreas da física, química, engenharia estrutural, mecânica dos solos, etc.

Quanto a levantamentos de casos patológicos ocorridos em edificações, poucos foram realizados, apesar de se constituir em um ponto de partida para qualquer investigação neste sentido. Para IOSHIMOTO<sup>53</sup>, o estudo sistemático dos problemas (patologia) a partir de suas manifestações características permite um conhecimento mais aprofundado de suas causas, subsidia com informações os trabalhos de recuperação e manutenção e contribui para o entendimento do processo de produção de habitações, nas suas diversas etapas, de modo a minimizar a incidência total de problemas.

Apesar disso, só se tem notícia de um levantamento realizado no Brasil, em conjuntos habitacionais construídos no interior de São Paulo.

Tendo em vista o acima exposto, o presente estudo tem por objetivo investigar e sistematizar os fatores associados à ocorrência de fissuras em estruturas de concreto armado, suas causas, origens, mecanismos de ocorrência e consequências, bem como fornecer algumas informações acerca de procedimentos a serem adotados a fim de evitar ou minorar o aparecimento de fissuras em edificações e algumas medidas para correção e recuperação de elementos fissurados. Realiza-se, também, uma quantificação de problemas patológicos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul, à nível de incidência e gravidade, com a finalidade última de contribuir e servir de instrumento para a melhoria das condições das edificações.

Com este enfoque, o trabalho foi dividido em seis capítulos.

Nos capítulos I e II apresenta-se o conhecimento teórico atual para cada manifestação típica de fissura em concreto armado, apontando as possíveis causas, os fenômenos intervenientes e seus mecanismos de ocorrência.

No capítulo III discute-se as consequências e efeitos das fissuras nas estruturas de concreto quanto aos aspectos de

durabilidade, deformabilidade, estética e perda de estanqueidade.

No capítulo IV apresenta-se uma aplicação prática a casos reais atendidos pela Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENITEC) obtendo-se dados, tanto quantitativos como qualitativos, a respeito da incidência dos diferentes tipos de problemas ocorridos no estado do Rio Grande do Sul, no período de 1977 à 1986.

No capítulo V, considerando que a ocorrência de manifestações patológicas pode ter origem em uma das fases de produção e/ou utilização das edificações, é feita uma abordagem sobre controle de qualidade do processo de construção civil, definindo-se algumas medidas preventivas adequadas a cada caso anteriormente discutido.

Por fim, no capítulo VI, é proposta uma metodologia para a resolução de problemas de fissuração em estruturas de concreto armado, discutindo-se, de uma maneira genérica, as medidas corretivas mais comuns existentes.

Cumprе salientar que o termo *fissura* é empregado, ao longo deste trabalho, de uma forma genérica, sem referência a suas dimensões, podendo indicar também trincas e rachaduras.

## 1. TIPOS DE MANIFESTAÇÕES DE FISSURAS NO CONCRETO FRESCO

Os tipos de fissuras que ocorrem no concreto armado são resultado de diferentes mecanismos e podem se manifestar antes ou depois do endurecimento do concreto.

O período anterior ao endurecimento é aquele em que é ainda possível remoldar o concreto, mesmo após o lançamento (antes do início de pega). Costuma variar de uma a doze horas, dependendo da temperatura, umidade do concreto e do uso de aditivos modificadores do tempo de pega, aceleradores ou retardadores (RIPPER<sup>80</sup>).

As fissuras no concreto fresco (não endurecido) podem ser decorrentes: de assentamentos diferenciais dentro da massa do concreto - *assentamento plástico*, de retração da superfície causada pela rápida evaporação da água - *dessecação superficial* ou ainda pela *movimentação das fôrmas*.

### 1.1 Assentamento plástico

Durante as primeiras horas após o lançamento e adensamento do concreto, as partículas sólidas da mistura tendem a se movimentar para baixo devido à ação da gravidade (sedimentação), havendo um deslocamento do ar aprisionado e da água para a superfície (exsudação).

A perda de ar e água que pode ocorrer durante o assentamento do concreto causa uma redução no volume da massa ainda em estado plástico (não endurecido), que se desloca para baixo na fôrma. Se um obstáculo impede a homogeneidade deste assentamento, poderão se produzir fissuras. As armaduras e/ou os agregados de maiores dimensões podem ser este obstáculo, bem como a própria fôrma.

As fissuras devidas à presença de armaduras horizontais seguem a direção das mesmas, mais ou menos continuamente (Figuras 1.1 e 1.2). As devidas aos agregados não têm direções privilegiadas, podendo ocorrer na superfície (Figura 1.3) ou no interior da massa de concreto.

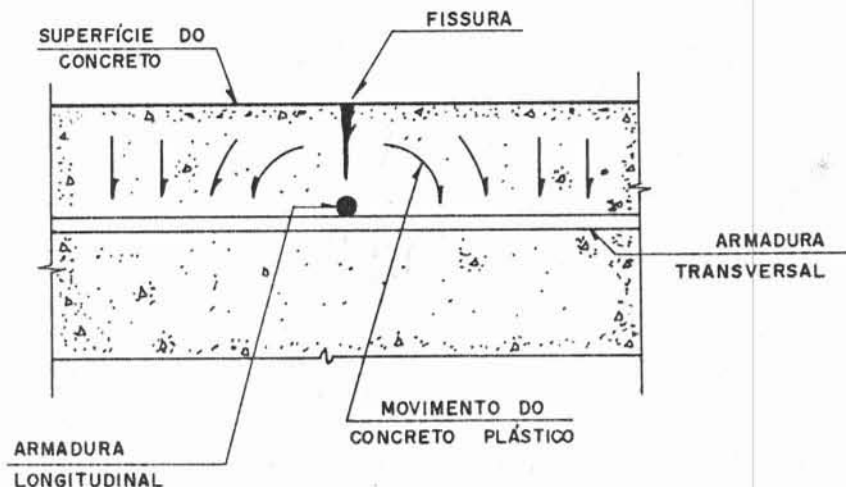


FIGURA 1.1 - Assentamento plástico do concreto impedido pela armadura (JOHNSON<sup>58</sup>)

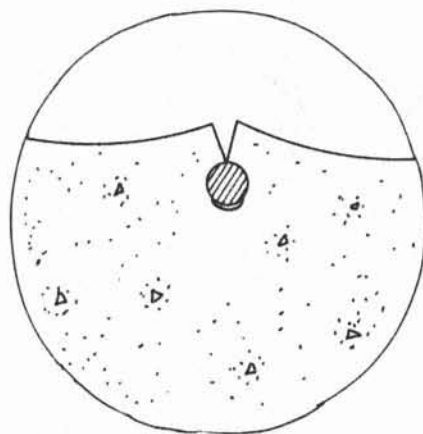


FIGURA 1.2 - Detalhe da fissura ao longo da armadura (CEB<sup>21</sup>)

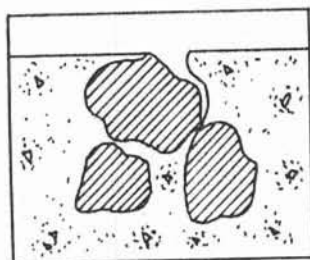


FIGURA 1.3 - Fissura por assentamento plástico impedido pelo agregado (DJANIKIAN, citado por ISAIA<sup>54</sup>)

Quando as armaduras formam uma malha densa podem produzir-se, em lugar de fissuras de superfície, um plano de separação abaixo desta malha, conforme Figura 1.4.

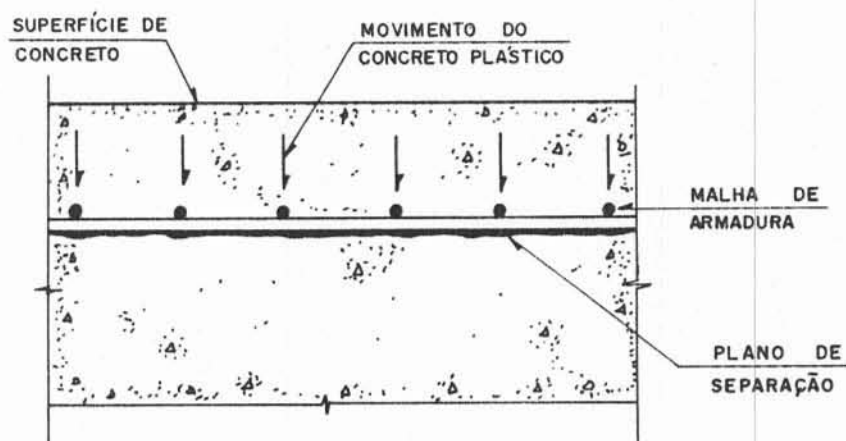


FIGURA 1.4 - Plano de separação entre o concreto e a armadura causado pelo assentamento plástico (JOHNSON<sup>58</sup>)



De acordo com o ACI JOURNAL<sup>6</sup>, quando associada com as armaduras, a fissuração aumenta com o aumento do diâmetro da armadura, da consistência e a diminuição do cobrimento, como mostra a Figura 1.5.

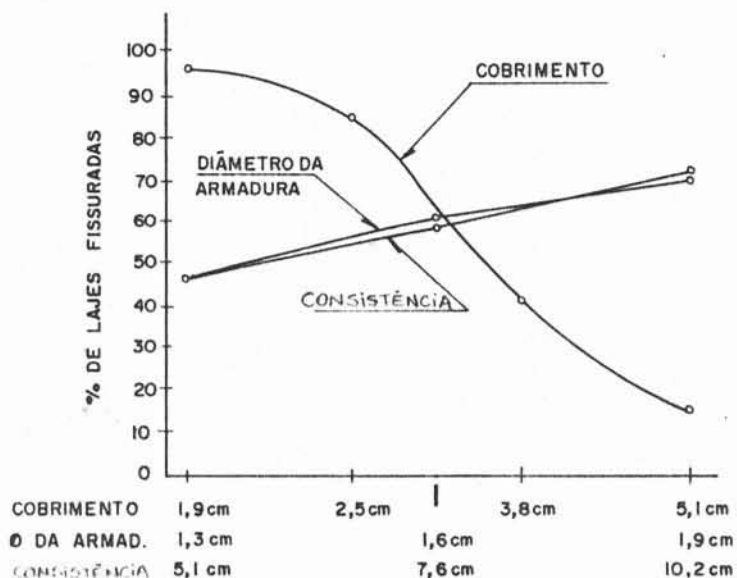


FIGURA 1.5 - Fissuração de lajes por assentamento plástico em função do diâmetro da armadura, da consistência e cobrimento.

Tem-se, ainda, outras formas comuns de fissuração por assentamento plástico, como no caso de elementos que possuem espessura variável, em que as fissuras tendem a se localizar nas zonas mais delgadas (Figura 1.6A), ou aquelas que se formam no topo de vigas ou pilares (Figura 1.6B).

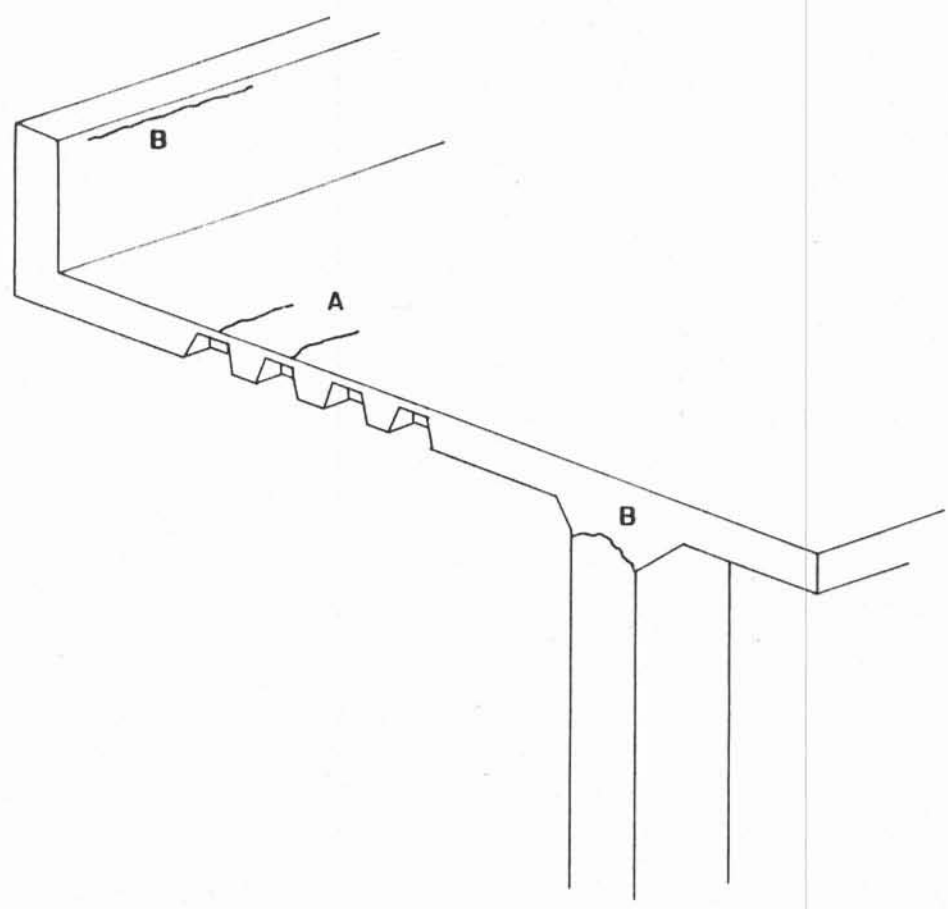


FIGURA 1.6 - Configurações típicas de fissuras por assentamento plástico (CEB<sup>2,3</sup>)

Entre os fatores que colaboram para o aumento do assentamento plástico, tem-se:

- a) excesso de exsudação: para ANDRIOLO<sup>4</sup>, "a quantidade e a velocidade da exsudação dependem da dosagem do concreto, teor de água, temperatura, finura do cimento, finura do material pozzolânico, granulometria do agregado e ação de certos aditivos";
- b) utilização excessiva de vibradores: após o término do período útil de vibração, o efeito do uso de vibradores será negativo pela separação cada vez maior dos elementos da mistura, determinando heterogeneidade e segregação; além disso, a vibração aplicada di-

retamente à armadura tem sérios inconvenientes pois, ao entrar esta em vibração, pode deixar um espaço vazio ao seu redor, eliminando assim a aderência;

- c) intervalo de tempo prolongado entre o lançamento e o início de pega: para ISAIA<sup>54</sup>, o assentamento plástico será tanto maior quanto maior for o intervalo de tempo decorrido entre o lançamento e o início de pega, devido à baixa temperatura ou utilização de retardador de pega;
- d) falta de estanqueidade das fôrmas: a perda de água através da falta de estanqueidade das fôrmas atua reduzindo ainda mais o volume da massa de concreto fresco e, conseqüentemente, aumentando o assentamento da mistura.

A influência da finura do cimento na exsudação da pasta pode ser verificada na Figura 1.7. Aumento de finura e, portanto, da área específica, correspondente à diminuição da quantidade de água exsudada (BLOMBLED, citado por PRISZKULNIK<sup>76</sup>).

A influência da quantidade e do tipo de material pozo-lânico utilizado em substituição parcial do cimento, na exsudação verificada no concreto, está demonstrado na Tabela 1.1 (ANDRIOLO<sup>8</sup>).

TABELA 1.1 - Influência da quantidade e tipo de material pozo-lânico, utilizado na composição do concreto, na quantidade de água exsudada

Ø MÁX. DO AGREGADO mm	CIMENTO kg/m <sup>3</sup>	MATERIAL POZO-LÂNICO		FATOR ÁGUA/ CIMENTO	ÁGUA EXSUDADA %
		QUANTIDADE kg/m <sup>3</sup>	TIPO		
152	128	-	-	0,60	6,0
152	108	20	diatomito	0,60	3,2
152	85	42		0,60	9,0
152	105	21	argila calcinada e moída	0,60	1,8
152	83	44		0,60	5,6

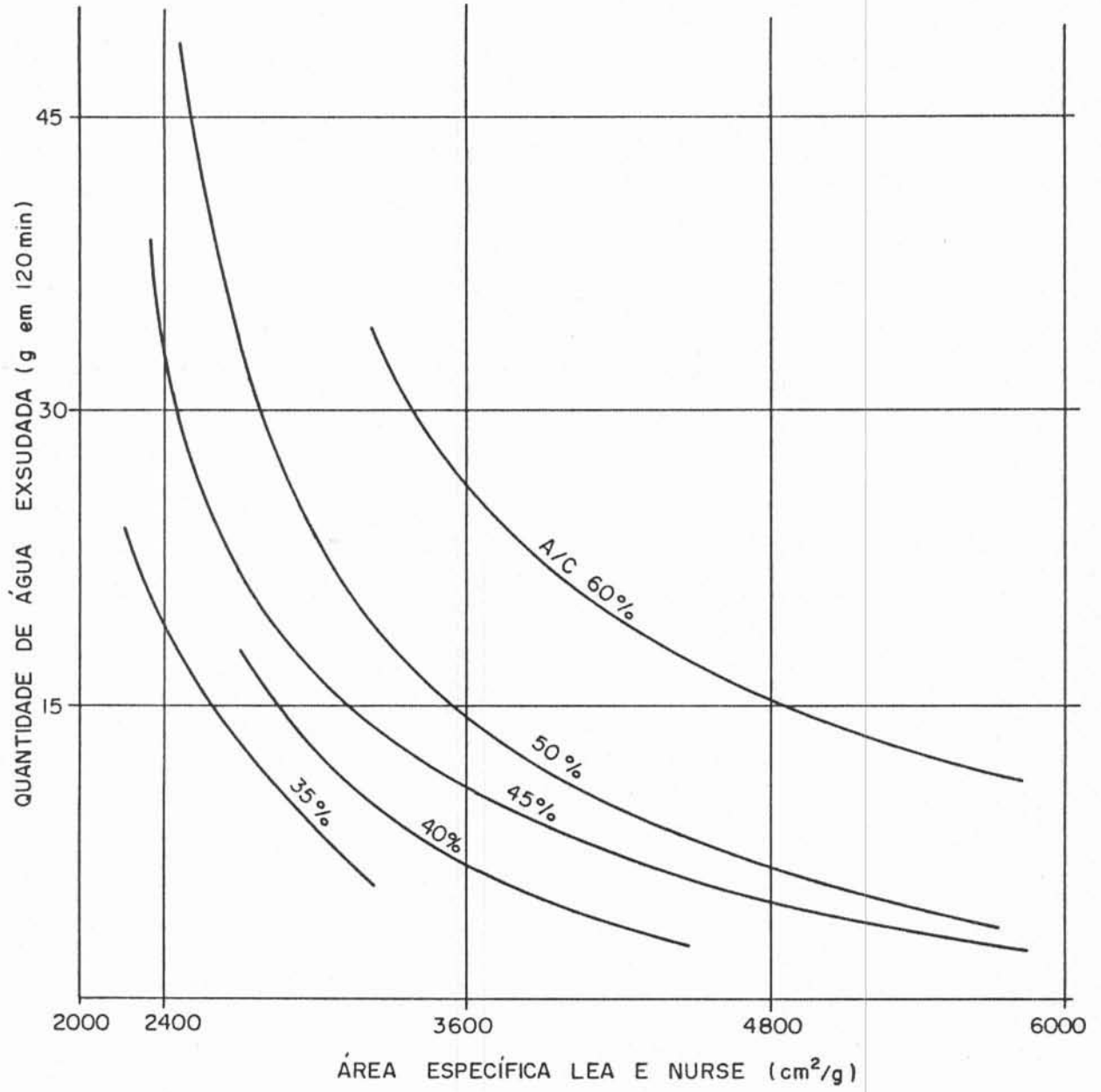


FIGURA 1.7 - Influência da finura do cimento na exsudação da pasta.

Segundo NEVILLE<sup>6 8</sup>, a tendência à exsudação diminui quando o cimento tem um teor elevado de álcalis, um teor elevado de  $C_3A$  ou quando se adiciona cloreto de cálcio. Uma temperatura mais elevada, dentro da faixa normal, aumenta a velocidade de exsudação, mas a capacidade total de exsudação provavelmente não é afetada. As misturas ricas são menos propensas à exsudação do que as pobres.

A diminuição da relação a/c diminui a velocidade e profundidade da lâmina de água exsudada enquanto que uma alta relação cimento/agregado reduz a velocidade de exsudação, mas aumenta a água exsudada (TECNOLOGIA DE ADITIVOS<sup>2 9</sup>).

Em relação à ação dos aditivos incorporados ao concreto, os plastificantes agem melhorando a plasticidade da mistura, permitindo a redução da quantidade de água, enquanto os incorporadores de ar, pela ação das bolhas, sustentam o agregado e dificultam a sua descida, fechando as passagens por onde a água pode subir e criando pontes entre os grãos de areia e de cimento, fazendo com que a exsudação da água de amassamento diminua (COUTINHO<sup>2 8</sup>).

O assentamento plástico do concreto ocorre normalmente dentro de dez minutos à três horas (CEB<sup>2 3</sup>). As fissuras formadas se estabilizam e não mais se modificam após o endurecimento do concreto.

## 1.2 Dessecação superficial

A formação de fissuras devido à dessecação superficial ocorre pela evaporação demasiada da água de amassamento do concreto ou por exagerada absorção dos agregados ou das fôrmas. Uma vez que o efeito causado pela absorção dos agregados ou das fôrmas é de fácil eliminação pela simples saturação destes, pode-se considerar que, preponderantemente, tal tipo de fissuração ocorre quando a velocidade de evaporação da água de amassamento for maior que a velocidade de percolação da água até a superfície do concreto, por efeito da exsudação.

O grau de evaporação depende da temperatura, velocidade e umidade relativa do ar, da qualidade da cura realizada e da temperatura superficial do concreto.

Na Figura 1.8 tem-se um gráfico que relaciona as condições ambientais com a temperatura do concreto para verificação da tendência à fissuração do concreto devido à evaporação da água.

De acordo com PETRUCCI<sup>72</sup>, a velocidade de exsudação nas lajes usuais de edifícios está compreendida, normalmente, entre 0,5 a 1,5 litro por metro quadrado e por hora. Considerando estes valores, não há risco de fissuração se a evaporação se mantém abaixo de  $0,5 \text{ l/m}^2/\text{h}$  pois esta é inferior à velocidade com que a água exsudada chega à superfície. Se a evaporação estiver entre os dois limites há probabilidade de aparecimento de fissura e acima de  $1,5 \text{ l/m}^2/\text{h}$  é quase certa a sua formação.

Assim, para temperaturas do ar de  $25^\circ\text{C}$  e do concreto de  $30^\circ\text{C}$ , umidade relativa do ar de 20% e velocidade do vento de 25 km/h, o valor da evaporação é de aproximadamente  $2,0 \text{ l/m}^2/\text{h}$ , o que dará origem ao aparecimento de fissuras. Caso a umidade relativa do ar passe a 100%, com as demais condições mantidas, o grau de evaporação passará a  $0,6 \text{ l/m}^2/\text{h}$ , diminuindo consideravelmente a probabilidade de fissuração. Por este motivo, mesmo quando são usados os mesmos materiais, proporções, métodos de mistura, manuseio, acabamento e cura, as fissuras podem ocorrer ou não, dependendo apenas das condições climáticas. Fatores que afetam a quantidade e velocidade de exsudação foram comentados no item 1.1.

As fissuras por dessecação superficial ocorrem normalmente em superfícies horizontais. À maior superfície de exposição e à menor espessura do elemento corresponde a maior probabilidade que ocorra o fenômeno. Em outras palavras, conforme ILIESCU<sup>52</sup>, quanto maior a relação superfície livre/volume dos elementos, maiores as consequências da dessecação superficial.

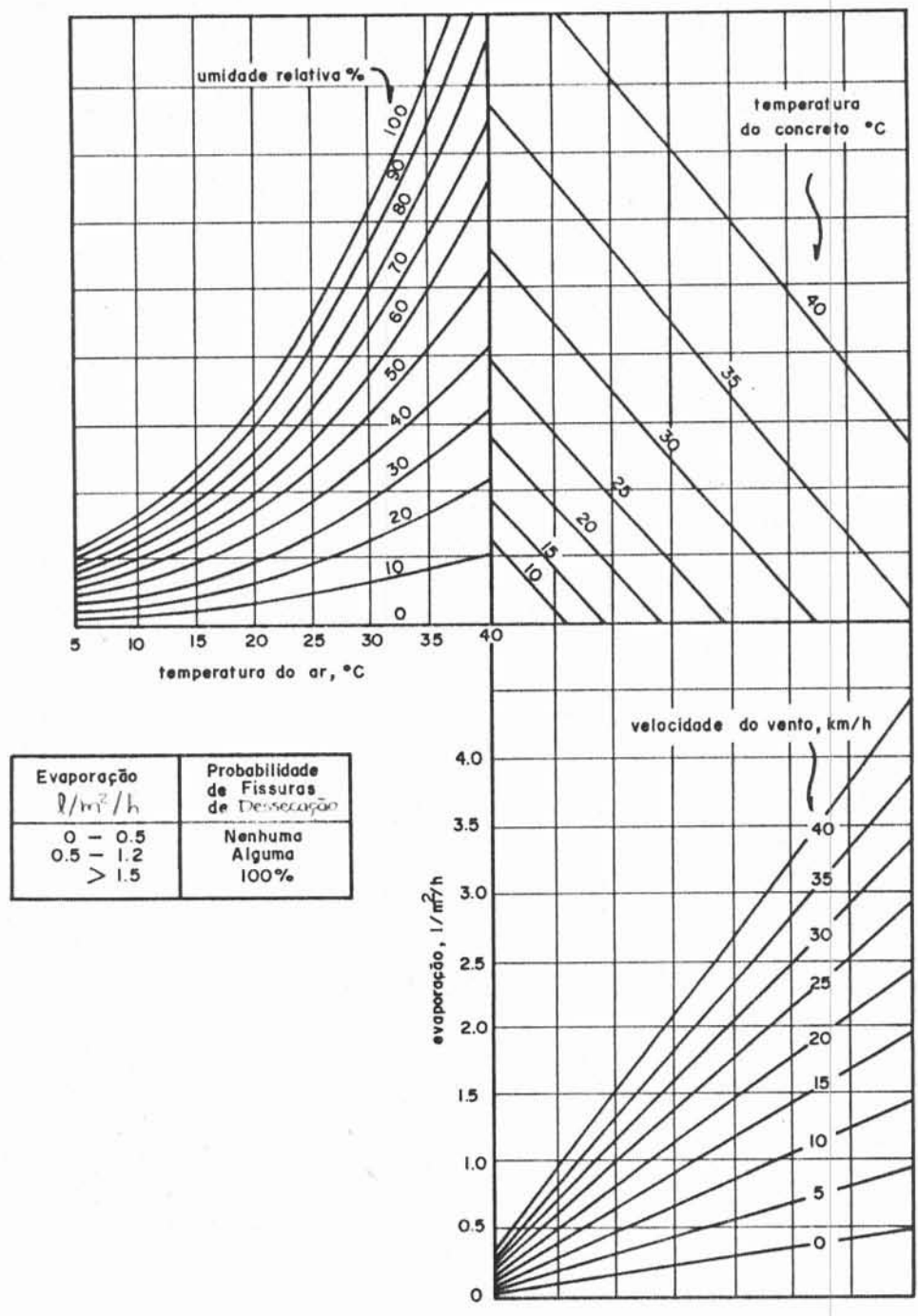


FIGURA 1.8 - Gráfico para verificar a tendência à fissuração do concreto fresco (PETRUCCI<sup>72</sup>)

De acordo com o CEB<sup>23</sup>, em lajes cuja armadura esteja muito próxima da superfície, as fissuras tendem a se localizar sobre as barras (Fig. 1.9A). Caso contrário, as fissuras se distribuem conforme Fig. 1.9B. Nota-se que nestes casos de fissuração aleatória, as fissuras vêm a se cortar quase sempre com ângulos aproximadamente retos. Isto se deve a que, antes de aparecer uma fissura, a superfície do concreto encontra-se submetida a equitrações. Ao surgir a fissura, a tração que lhe é normal fica anulada, mas se mantém a que lhe é paralela, a qual pode originar uma nova fissura perpendicular à anterior (JOISEL<sup>59</sup>).

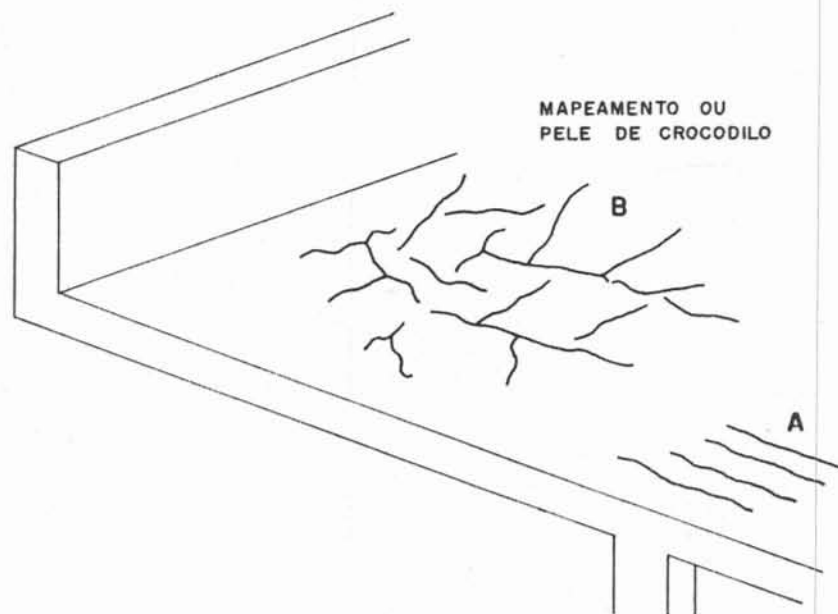


FIGURA 1.9 - Configurações típicas de fissuras por dessecação superficial. (CEB<sup>23</sup>)

Outra forma típica de fissuração em lajes por dessecação superficial é aquela formada por uma série de fissuras paralelas a aproximadamente  $45^{\circ}$  do canto da laje, espaçadas irregularmente e em distâncias que variam de 0,2 a 1,0 m (Figura 1.10) - CEB<sup>23</sup>.



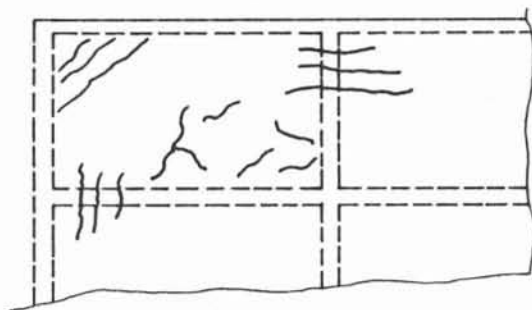


FIGURA 1.10 - Fissuração por dessecação superficial em lajes contínuas.  
(CEB<sup>23</sup>)

De acordo com o CEB<sup>21</sup>, a abertura superficial típica das fissuras por dessecação é de 2-3mm, sendo que a mesma decresce rapidamente a medida que se afasta da superfície.

Estas fissuras não são progressivas, aparecem antes do endurecimento (entre trinta minutos à seis horas) e não se modificam após este período.

### 1.3 Movimentação das fôrmas

Para construir uma estrutura de concreto, é necessário a utilização de moldes através dos quais o concreto plástico, lançado, toma a forma e dimensões desejadas. Especial cuidado deve-se dar ao projeto e execução destas fôrmas pois serão elas que suportarão as cargas verticais e horizontais aplicadas até que o concreto tenha condições de suportá-las.

Todo o movimento das fôrmas que se produzir entre o momento do lançamento do concreto até o início de pega pode provocar o aparecimento de fissuras. As causas deste movimento podem estar ligadas a diversos fatores, entre eles:

**SOBRECARGAS** (incorreta avaliação das cargas atuantes):

As fôrmas devem ser dimensionadas para resistir as cargas verticais e horizontais que lhe são aplicadas.

As *cargas verticais* podem ser divididas em cargas permanentes e acidentais. As permanentes incluem o peso do concreto, da armadura e da própria fôrma. As cargas acidentais incluem o peso dos operários, equipamentos (vibradores, carrinhos de mão, etc.), materiais de construção, sobrecarga de concreto (é prática comum acumular inicialmente a mistura para depois espalhar) e outras. De acordo com o *Concrete Society Technical Report*<sup>26</sup> é usual adotar como carga acidental valores entre 1,5 a 3,5 kN/m<sup>2</sup>. As fôrmas podem ainda estar sujeitas a forças dinâmicas, cuja magnitude dependerá dos métodos de lançamento do concreto e do impacto de equipamentos móveis.

As *cargas horizontais* incluem a pressão do vento, a força de expansão do concreto, o impacto de equipamentos e a pressão do concreto fresco contra as laterais das fôrmas. Conforme ANDRIOLO<sup>8</sup>, o concreto recém-lançado comporta-se temporariamente como um fluido, aplicando uma pressão hidrostática que atua, transversalmente, na fôrma vertical. Essa pressão é comparável à altura da coluna líquida de concreto até o período de pega do mesmo. Com uma velocidade de lançamento adequada, o concreto no fundo da fôrma inicia o processo de endurecimento, diminuindo a pressão transversal. De acordo com as recomendações de HURD<sup>50</sup>, as seguintes expressões podem ser utilizadas para o cálculo da pressão transversal em fôrmas, considerando um concreto com peso específico de aproximadamente 24 MPa e adensamento com vibradores internos (ou de imersão):

- para muros e paredes:

$$P_{\text{máx}} = 73,2 + \frac{8.000,0 V}{\theta + 17,7} \text{ para } V \leq 2,2 \text{ m/h}$$

$$P_{\text{máx}} = 73,2 + \frac{11.700,0 + 2.500,0 V}{\theta + 17,7} \text{ para } V > 2,2 \text{ m/h}$$

- para pilares:

$$P_{\text{máx}} = 73,2 + \frac{8.000,0 V}{\theta + 17,7} \text{ para qualquer valor de } V$$

sendo:

$P_{\text{máx}}$  = pressão máxima (MPa)

$V$  = velocidade de lançamento (m/h)

$\theta$  = temperatura do concreto (°C)

Caso haja variação no peso específico do concreto (uso de agregados leves, por exemplo) e este se situe entre 16 e 32 MPa, um fator de correção pode ser aplicado aos valores encontrados a partir das expressões acima, ou seja:

$$P'm = \frac{\gamma'}{240} \times Pmáx$$

sendo:

$P'm$  = pressão máxima modificada (MPa)

$\gamma'$  = peso específico do concreto ( $\text{kN/m}^3$ )

$Pmáx$  = pressão máxima para o concreto com densidade aproximada de 24 MPa

Deve-se levar em conta que a pressão transversal efetiva pode ainda ser influenciada pelo efeito da vibração ou outros métodos de adensamento bem como pela utilização de aditivos.

RICHARDSON<sup>79</sup> salienta que o uso de aditivo superfluidificante aumenta a trabalhabilidade e, conseqüentemente, exerce um aumento de pressão sobre as fôrmas.

A granulometria descontínua provoca um aumento nítido de pressão, especialmente com o emprego de pedra britada. Este fenômeno possivelmente se deve à maior continuidade da fase líquida e, talvez, a efeitos de arco entre os elementos do agregado (COUTINHO<sup>28</sup>).

Somente a partir da correta avaliação de todas as cargas atuantes é possível projetar de maneira adequada os elementos constituintes das fôrmas, evitando movimentações e deformações excessivas do conjunto.

#### ESCORAMENTO

De acordo com as análises realizadas por PEURIFOY<sup>73</sup>, a maior incidência de causas de problemas ocorridos em fôrmas é decorrente de falhas no sistema de escoramento. Entre as mais comuns, tem-se:

- problemas introduzidos no processo durante o desenvolvimento do trabalho, tais como remoção temporá-

ria do escoramento para dar acesso a equipamentos ou materiais, deslocamento de alguma escora por impacto de veículos;

- falta de travamento (contraventamento) do escoramento podendo gerar a rotação do conjunto ou a flambagem de alguma escora;
- deslocamento das escoras por vibração excessiva causada pelo tráfego de veículos, pelo movimento de pessoas e equipamentos sobre as fôrmas ou ainda pela utilização incorreta de vibradores;
- escoras fora do prumo;
- escoras muito esbeltas para o espaçamento projetado, ou seja, sem capacidade para absorver as cargas a elas destinadas;
- apoio inadequado das escoras ou por insuficiência de área de contato apoio/fôrma, ou por incapacidade de suporte do elemento sob a escora (bases deformáveis ou instáveis).

#### DETALHES CONSTRUTIVOS

A falta de amarração dos cantos das fôrmas e outros locais onde atuam pressões desiguais, bem como de fôrmas de vigas exteriores, onde existem lajes apenas em uma das faces, podem causar movimentações e falhas não previstas.

#### MÃO-DE-OBRA

A baixa qualidade de mão-de-obra faz com que, muitas vezes, ocorram falhas na interpretação de projetos e detalhes, bem como uma execução imperfeita, introduzindo pontos de provável deformação ou rompimento no conjunto de fôrmas.

#### LANÇAMENTO DO CONCRETO

O lançamento do concreto de maneira indevida pode trazer diversas consequências negativas. A velocidade de colocação da mistura, ultrapassando a admissível ou calculada, resulta num aumento das pressões transversais na fôrma para as quais

não foi projetada. Grande volume de material acumulado sobre a superfície bem como cargas excêntricas devidas à seqüência de lançamento pode levar a uma deformação excessiva dos moldes (Figura 1.11). A movimentação pode ainda estar ligada a pressões elevadas de impacto do concreto contra a fôrma.

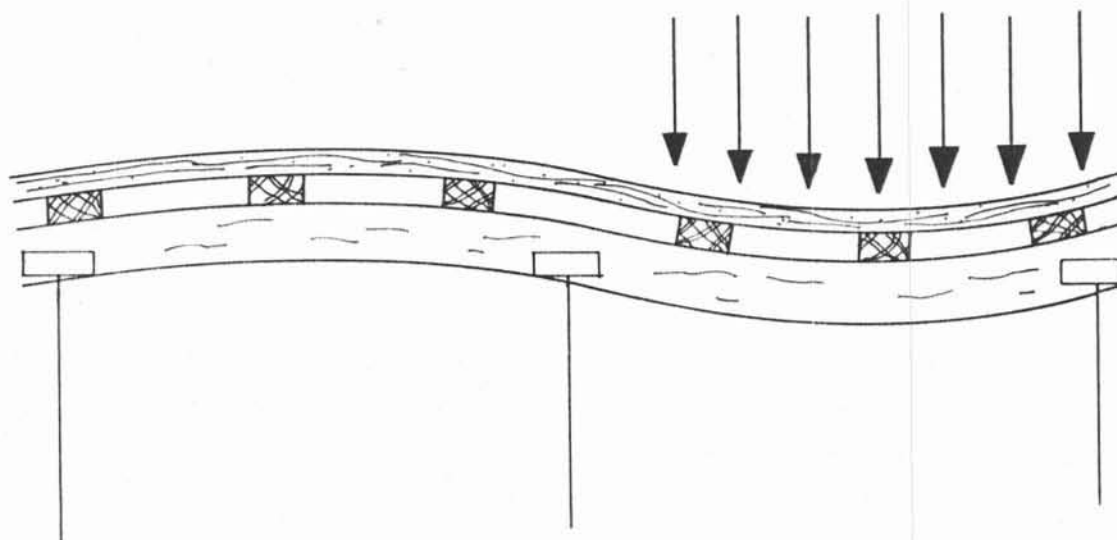


FIGURA 1.11 - Sobrecarga localizada de concreto causando deformação excessiva da base da fôrma.

As fissuras causadas pela deformação ou movimentação das fôrmas podem ser internas (Figura 1.12) e na superfície do concreto (Figuras 1.13 e 1.14)<sup>58</sup> As fissuras internas constituem um perigo potencial pois formam uma bolsa de água na massa do concreto que pode facilitar o processo de corrosão das armaduras.

Uma vez que ocorra a estabilização do conjunto de fôrmas ou o concreto não mais esteja no estado plástico, as fissuras decorrentes da movimentação dos moldes não sofrerão modificações adicionais (fissuras estabilizadas).

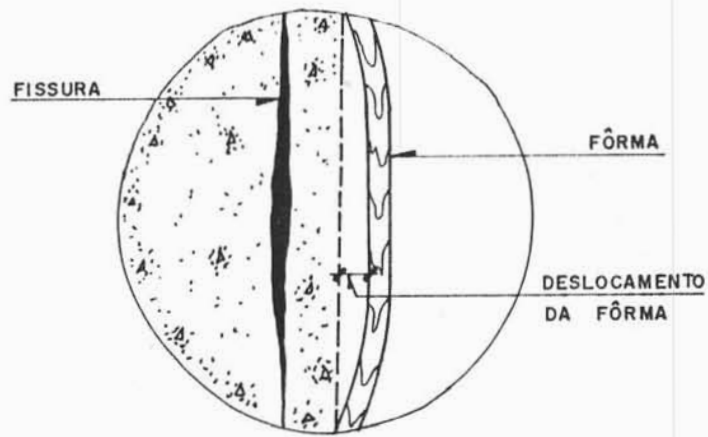


FIGURA 1.12 - Fissura interna devido ao movimento da fôrma.

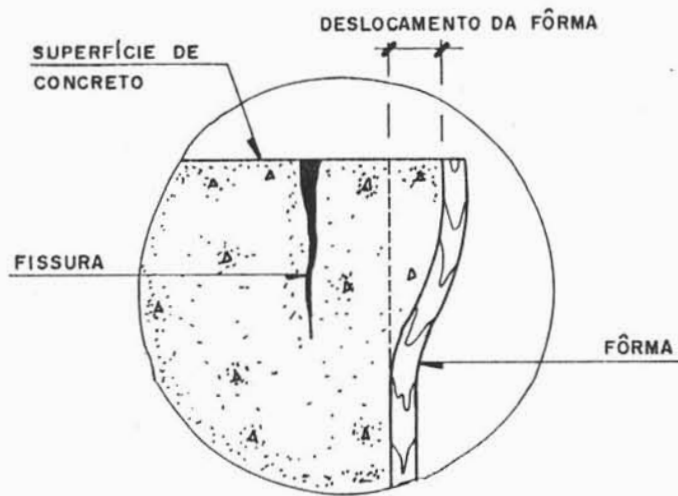


FIGURA 1.13 - Fissura na superfície do concreto devido ao movimento da fôrma.

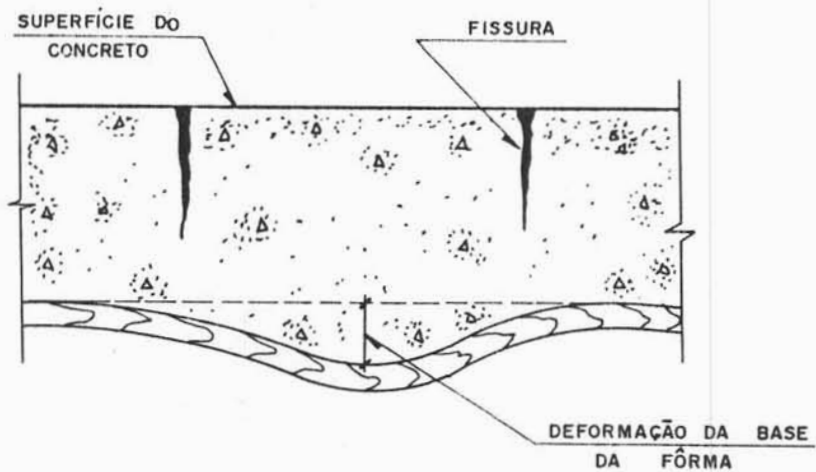


FIGURA 1.14 - Fissura na superfície do concreto devido à deformação da base da fôrma.

## 2. TIPOS DE MANIFESTAÇÕES NO CONCRETO ENDURECIDO

As fissuras que ocorrem no concreto após o endurecimento são, normalmente, resultado de fenômenos físicos, térmicos, químicos ou estruturais. Podem se manifestar nas primeiras semanas após o lançamento do concreto ou após períodos prolongados de tempo.

São descritos, a seguir, os tipos de manifestações mais comuns encontradas no concreto endurecido, suas causas, mecanismo de formação e configurações típicas.

### 2.1 Retração por secagem

A retração hidráulica, ou por secagem, decorre da contração volumétrica da pasta pela saída da água do concreto conservado em ar não saturado. Uma parte desta retração é irreversível e deve ser diferenciada das variações devidas à umidade causadas pela conservação alternada em ambientes secos e úmidos (retração reversível).

Pelo acima exposto, pode-se constatar que a umidade relativa do meio ambiente exerce influência sobre a intensidade da retração. A Figura 2.1, a seguir, ilustra este fato.

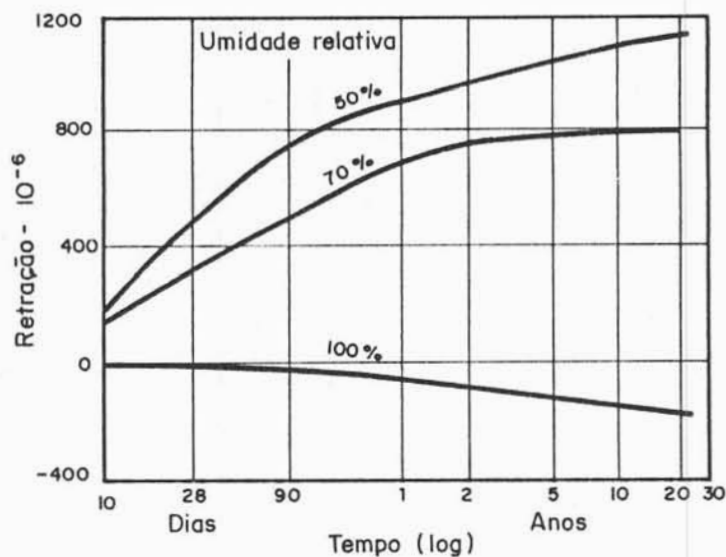


FIGURA 2.1 - Retração, em função do tempo, de concretos conservados a diversas umidades relativas, após 28 dias de cura úmida (Troxell, Raphael e Davis, citados por Neville<sup>68</sup>).

Nota-se que o concreto se retrai no ar não saturado mas se expande, em menor grau, na água ou no ar à 100% de umidade relativa.

A influência da natureza do agregado na retração pode ser visualizada na Figura 2.2, onde se encontram os resultados obtidos em ensaios realizados por Troxell, Raphael e Davis, citados por Coutinho<sup>28</sup>. A retração foi medida em atmosfera com 50% de umidade relativa, após vinte e oito dias de conservação inicial em atmosfera saturada.



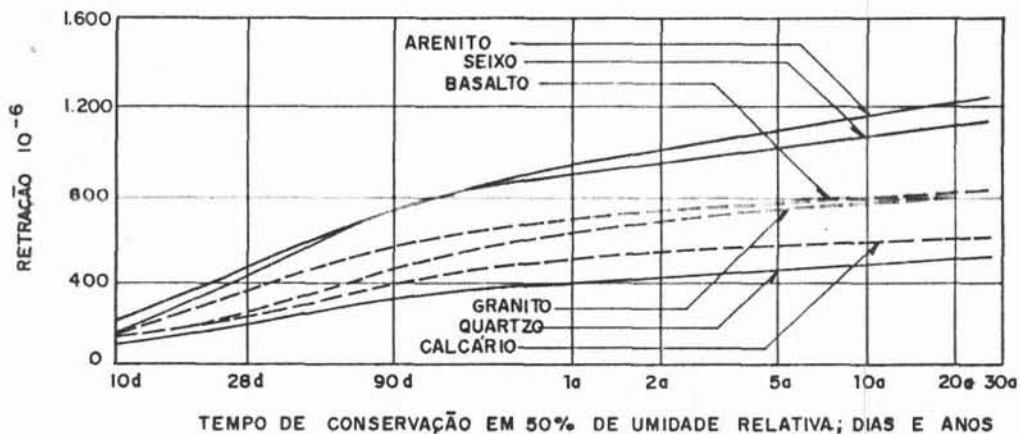


Figura 2.2 - Influência da natureza do agregado na retração do concreto.

Pela análise do gráfico, os agregados leves normalmente resultam em retração maior, possivelmente porque, tendo o agregado módulo de deformação menor, oferece restrição menor à retração potencial da pasta de cimento.

O tamanho e a granulometria do agregado em si não têm influência sobre os valores da retração, mas um agregado maior permite o uso de uma mistura mais pobre, resultando, desta forma, em retração menor. O gráfico da Figura 2.3 mostra a dupla influência da relação água/cimento e do teor de agregado sobre a retração.

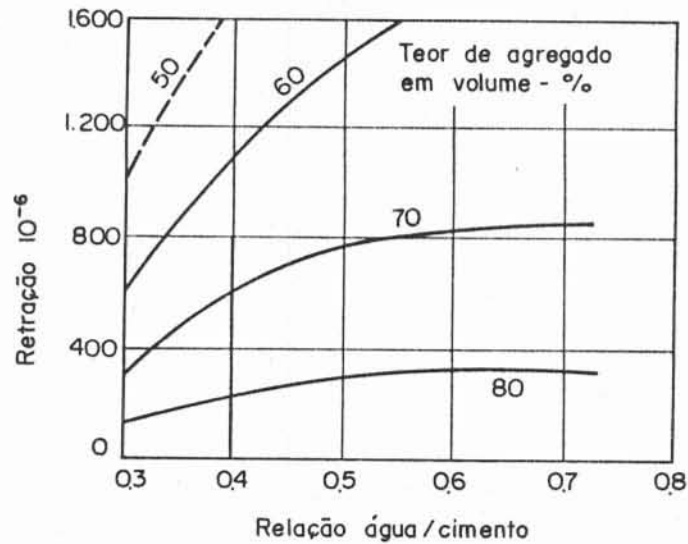


FIGURA 2.3 - Influência da relação água/cimento e do teor de agregado na retração do concreto (ÜDMAN, citado por NEVILLE<sup>6,8</sup>).

A Figura 2.4 indica o valor da retração do concreto em função do consumo de cimento e água. Como se observa, a influência da quantidade da água é bem maior que a do cimento.

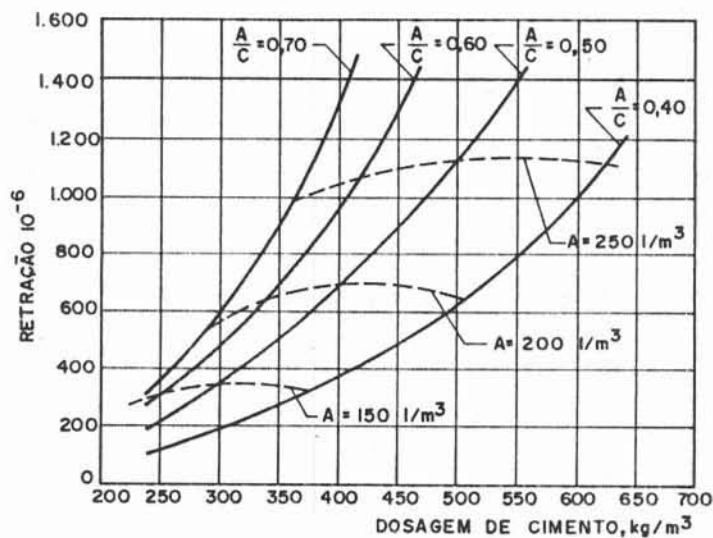


FIGURA 2.4 - Influência das dosagens de água e cimento na retração do concreto (FULTON, citado por COUTINHO<sup>2,8</sup>).

Para MONTROYA<sup>55</sup>, o tipo, classe e categoria do cimento influem no sentido de dar maior retração os mais resistentes e rápidos, a igualdade das demais variáveis. Além disso, responsabiliza por uma maior retração os cimentos com grande finura. Outros autores (ISAIA<sup>54</sup> e NEVILLE<sup>68</sup>), no entanto, consideram pequena a influência das propriedades do cimento sobre a retração hidráulica do concreto e afirmam que a finura do cimento praticamente não modifica a retração, como anteriormente se considerava.

A retração por secagem manifesta-se em períodos de tempo muito longos, muito embora sua velocidade decresça rapidamente com o tempo. Conforme ilustra a Figura 2.5 (Troxell, Raphael e Davis, citados por Neville<sup>68</sup>), de uma retração total observada no fim de vinte anos, ocorrem:

- 14 a 34% em duas semanas;
- 40 a 80% em três meses;
- 66 a 85% em um ano.

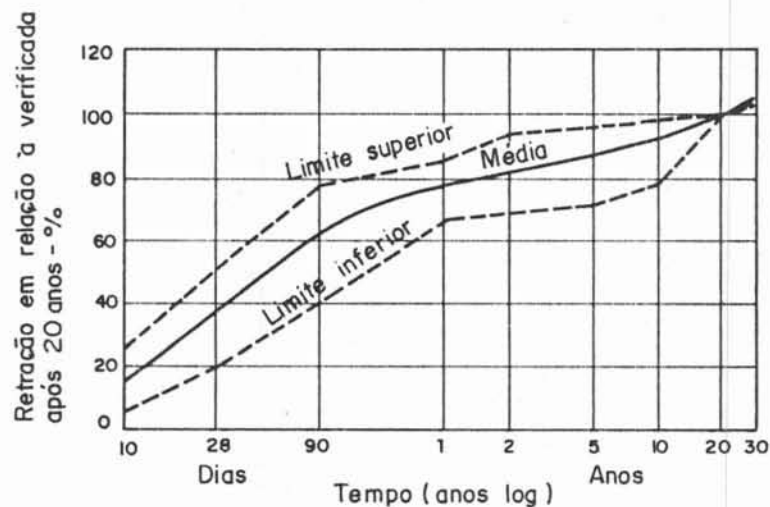


FIGURA 2.5 - Curvas de retração em função do tempo de diversos concretos conservados a umidades relativas de 50 e 70%.

Se as retrações do concreto ocorrerem sem nenhum tipo de restrição, ele não fissurará. Entretanto, se houver qualquer impedimento à livre movimentação, aparecerão tensões que, se em algum momento superarem a resistência à tração do concreto, causarão o aparecimento de fissuras.

Para CANOVAS<sup>36</sup>, a ruptura ocorrerá no instante  $t$  em que:

$$\epsilon_{cs} = \frac{f_{ct}}{E_{ct}}$$

sendo:

$\epsilon_{cs}$  = retração potencial sem deformação no tempo  $t$ , ou seja, a retração medida imediatamente após a ruptura quando as tensões desapareceram.

$f_{ct}$  = resistência à tração potencial no tempo  $t$  e que praticamente coincide com a resistência à tração sob carga lenta.

$E_{ct}$  = módulo de ruptura potencial à tração no tempo  $t$ . Seu valor é pouco inferior ao módulo de elasticidade e aproximadamente igual ao módulo de ruptura sob carga lenta.

Como as curvas de crescimento das resistências à tração e do módulo de ruptura em função do tempo são variáveis com as características do cimento, do concreto e da conservação, e as curvas de retração em função do tempo dependem do cimento, mistura, relação água-cimento, tamanho máximo do agregado e conservação, teremos que as fissuras aparecerão no instante em que as curvas de retração e de  $f_{ct}/E_{ct}$  se cortarem, no ponto X da Figura 2.6, e este encontro pode ocorrer em um tempo  $t$  muito variável ou, inclusive, não chegar a ocorrer.

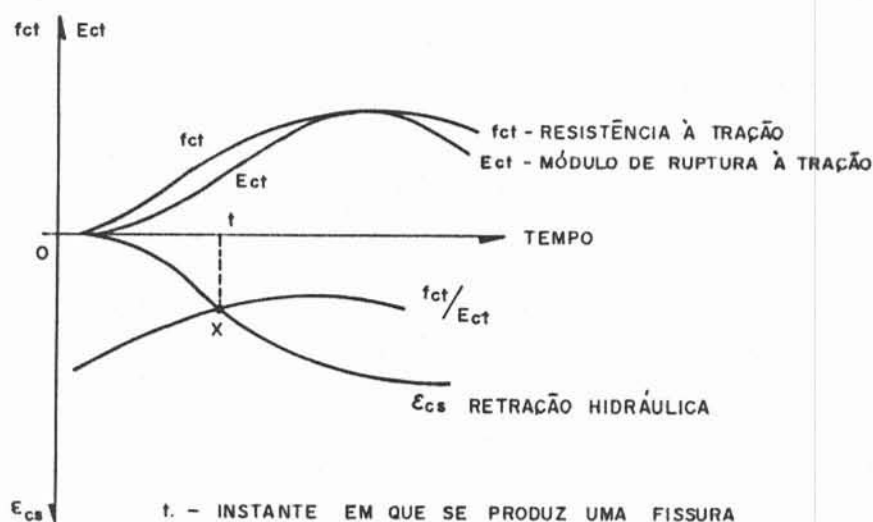


FIGURA 2.6 - Curvas das resistências à tração, do módulo de ruptura e da retração potencial do concreto em função do tempo (CANOVAS<sup>36</sup>).

Sendo a retração hidráulica função da evaporação da água interna do concreto, a secagem inicia a partir da superfície livre em contato com o meio ambiente, prolongando-se em direção do interior da peça, à medida que o tempo passa, estabelecendo-se um gradiente de umidade dentro do elemento, que fica então sujeito a uma retração diferencial. A Figura 2.7 (JOISEL<sup>59</sup>) dá em ordenadas os valores calculados das retrações hidráulicas potenciais ( $\epsilon_{cs}$ ) a distintas profundidades para diversos períodos de permanência em contato com a atmosfera. Por exemplo, a uma profundidade de 1,3 cm a retração potencial a vinte e oito dias é de 100  $\mu/m$ .

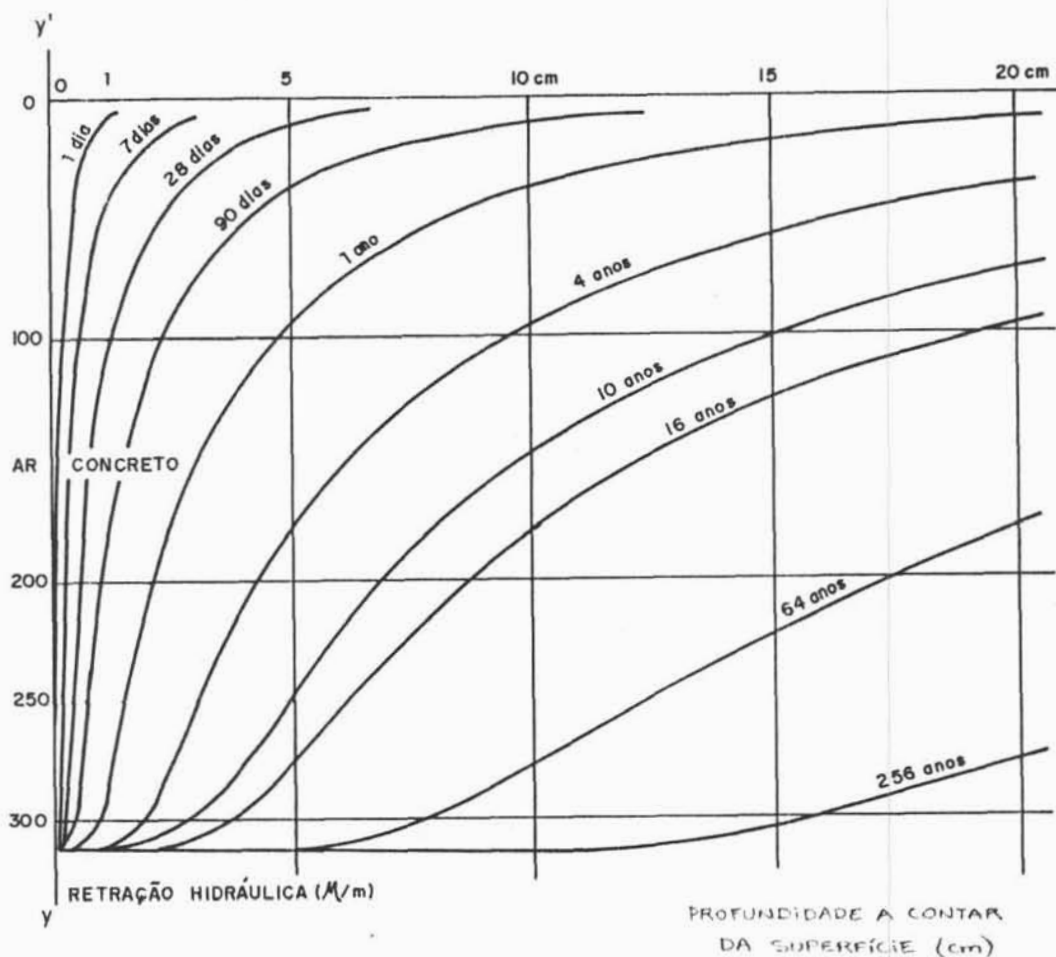


FIGURA 2.7 - Retrações hidráulicas potenciais do concreto em função da profundidade e período de permanência em contato com a atmosfera.

Como foi dito anteriormente, uma fissura ocorrerá no instante em que  $\epsilon_{cs} = f_{ct}/E_{ct}$ . Com o valor de  $f_{ct}/E_{ct}$ , pode-se determinar, a partir da figura acima, o número de dias necessários para que a fissura ocorra em diversas profundidades, ou seja, temos condições de prever a profundidade aproximada de uma fissura em determinado momento. Se fixarmos  $f_{ct}/E_{ct} \approx 250 \times 10^{-6}$ , por exemplo, teremos uma profundidade de fissura de:

- 0,5 mm em um dia;
- 2 mm em sete dias;
- 4 mm em vinte e oito dias;
- 7 mm em noventa dias;
- 15 mm em um ano;
- 48 mm em dez anos.

A abertura de uma fissura de retração por secagem é da ordem de  $1/2.500$  de sua profundidade e a distância entre fissuras paralelas é de 5.000 a 10.000 vezes sua abertura (JOISEL<sup>59</sup>).

Alguns casos típicos de fissuras por retração hidráulica estão representados nas Figuras 2.8, 2.9 e 2.10.

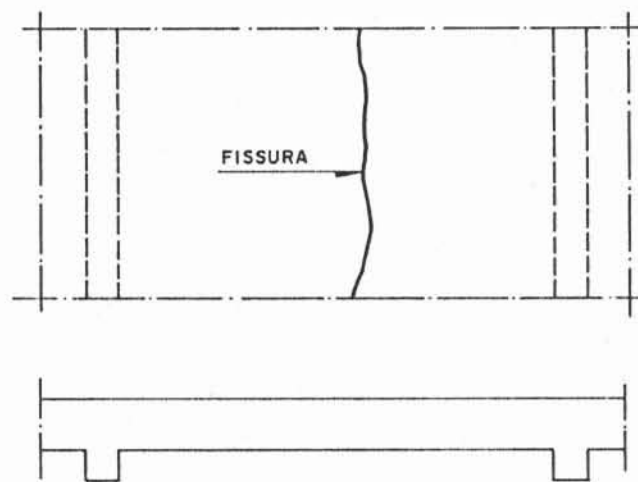


FIGURA 2.8 - Fissura em laje causada por retração hidráulica (MONTROYA<sup>55</sup>).

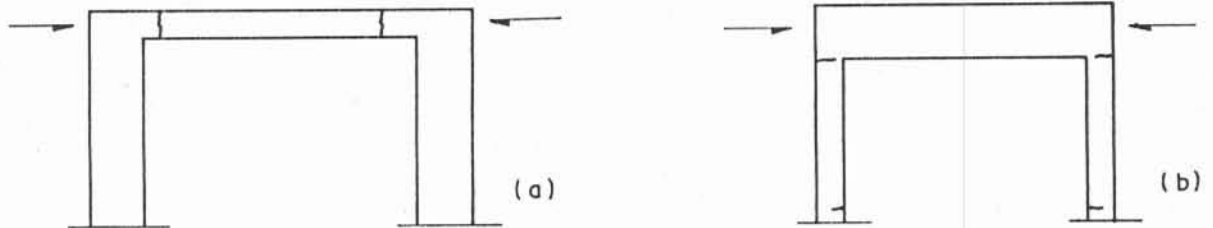


FIGURA 2.9 - Fissuras produzidas por retração hidráulica de viga em pórtico de pilares (a) de grande rigidez e (b) de pequena rigidez (CANOVAS<sup>36</sup>).

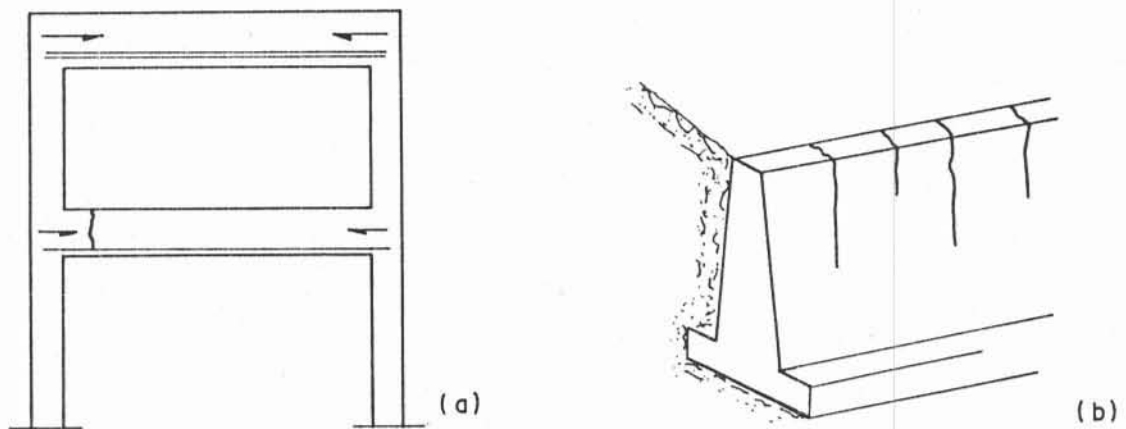


FIGURA 2.10 - Fissuras produzidas por retração hidráulica (a) em pórticos de vigas com diferentes taxas de armadura e (b) em muros de arrimo (CANOVAS<sup>36</sup>).



## 2.2 Movimentação térmica

As variações de temperatura em uma estrutura de concreto podem ocorrer devido a circunstâncias diversas, quais sejam:

- Influências externas:
  - . mudanças nas condições ambientais;
  - . incêndios.
- Influências internas:
  - . calor de hidratação do cimento, com elevação da temperatura do concreto.

A ação do fogo sobre as estruturas, causada por incêndios, é um efeito acidental e esporádico. Assim sendo, este assunto fica fora do objetivo deste trabalho e não será tratado.

A importância das variações térmicas diz respeito à contração das peças estruturais, representando um esforço de tração sobre o concreto, podendo resultar em fissuras se em algum momento estas tensões originadas superarem a resistência à tração do concreto. Por outro lado, os danos causados pela dilatação térmica, em geral, não possuem a mesma importância pois induzem esforços de compressão aos quais o concreto possui maior resistência.

As principais propriedades térmicas do concreto a considerar são a condutividade térmica, a difusibilidade térmica, o calor específico e o coeficiente de dilatação térmica.

### A. Condutividade Térmica

Esta propriedade é representada pelo fluxo de calor que atravessa um corpo de 1m de espessura, na unidade de tempo, por metro quadrado de área desse corpo, quando ambas as faces estão expostas a um gradiente de temperatura de 1° C.

Para NEVILLE<sup>68</sup> a condutividade dos concretos depende da composição, da massa específica (devido à baixa condutividade do ar), da natureza mineralógica dos agregados (o basalto e o granito têm condutividade baixa, o calcário e a dolomita têm valores intermediários e o quartzo apresenta condutividade mais elevada), e do grau de saturação. A temperatura, den-

tro do intervalo normal de temperaturas ambientais, tem pouca influência na condutividade.

#### B. Difusibilidade Térmica

A difusibilidade representa a velocidade em que ocorrem variações de temperatura no interior de um corpo. É definida pela expressão (ISAIA<sup>54</sup>),

$$\delta = \frac{k}{c\gamma}$$

onde: k = coeficiente de condutibilidade térmica

c = calor específico do concreto

$\gamma$  = massa específica do concreto

De acordo com ANDRIOLO<sup>8</sup>, o intervalo de valores típicos de difusibilidade dos concretos comuns se situa entre 0,7 e 1,9 mm<sup>2</sup>/s (0,0025 a 0,0068 m<sup>2</sup>/h), sendo que o menor valor é mais próprio aos concretos com agregados basálticos e o valor superior corresponde aos concretos com agregados quartzíticos. Os seguintes minerais possuem difusibilidade crescente: basalto, riolito, granito, calcáreo, dolerito e quartzito.

#### C. Calor Específico

O calor específico representa a capacidade térmica do concreto e é definido como quantidade de calor requerida para elevar de uma unidade de temperatura uma massa unitária do material.

Segundo NEVILLE<sup>68</sup>, o calor específico aumenta com o acréscimo de teor de umidade, com a elevação da temperatura e com a redução da massa específica do concreto. É pouco alterado, porém, com o caráter mineralógico dos agregados. O intervalo normal de valores do calor específico dos concretos comuns está compreendido entre 840 e 1170 J/kg°C (0,20 e 0,28 cal/g°C).

#### D. Coeficiente de Dilatação Térmica

O coeficiente de dilatação térmica é definido como a variação de comprimento que um material sofre a ser submetido a um diferencial de 1°C de temperatura.

O valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto

depende do tipo e teor de agregado, grau de saturação e proporções da mistura em geral. Isto se deve ao fato de que os dois principais constituintes do concreto, a pasta de cimento e o agregado, têm coeficientes de dilatação térmica diferentes e o do concreto é uma resultante dos dois valores. O coeficiente da pasta varia entre  $11 \times 10^{-6}$  e  $20 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  e o do agregado, para os minerais mais comuns, entre 0,9 e  $16 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (Tabela 2.1).

TABELA 2.1 - Coeficiente de dilatação linear de diferentes grupos de minerais (NEVILLE<sup>68</sup>)

TIPO DE MATERIAL	COEFICIENTE DA DILATAÇÃO LINEAR $10^{-6}/^\circ\text{C}$
Granito	1,8 a 11,9
Diorito, Andesito	4,1 a 10,3
Gabro, basalto, diabase	3,6 a 9,7
Arenito	4,3 a 13,9
Dolomita	6,7 a 8,6
Calcáreo	0,9 a 12,2
Calcedônia	7,4 a 13,1
Mármore	1,1 a 16,0

Se a diferença do coeficiente de dilatação entre a pasta e o agregado for maior que  $5 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  e as temperaturas muito elevadas (maior que  $60^\circ\text{C}$ ), podem surgir tensões de tração na pasta, possibilitando o aumento de microfissuras no concreto, com ruptura das ligações entre as partículas de agregado e a pasta que as envolve (COUTINHO<sup>28</sup>).

De acordo com os dados do ACI<sup>6</sup>, o coeficiente de dilatação térmica do concreto varia de 7 a  $11 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Na norma brasileira NBR 6118 o valor adotado é de  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

#### 2.2.1 - Influências internas: calor de hidratação do cimento

A geração de calor devida às reações exotérmicas de hidratação do cimento, origina, em estruturas de concreto, tensões de origem térmica que tracionam o concreto ainda não endurecido.

Dentro de certos limites e com as precauções necessárias, a ação do calor sobre um concreto fresco poderá ser vanta-

josa, já que acelera a hidratação do cimento. Normalmente, porém, este aumento de temperatura é elevado e o concreto das camadas superficiais, em contato com o ambiente, esfria mais rapidamente e se contrai, separando-se do interior ainda quente, e formando camadas distintas. Além disso, ocorrendo diminuição de volume, a contração superficial é maior que a profunda, provocando o aparecimento de fissuras (Figura 2.11). Estas fissuras podem surgir no período de um dia ou no decorrer de várias semanas.

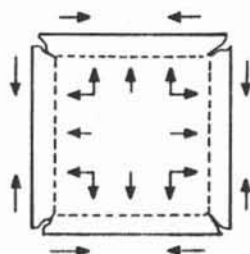


FIGURA 2.11 - Tensões de origem térmica devido ao calor de hidratação do cimento (VERÇOSA<sup>97</sup>).

As fissuras de contração térmica se cortam aproximadamente segundo ângulos retos e a distância entre fissuras paralelas varia de 2 a 4 vezes sua profundidade, dando, portanto, lugar a uma rede reticular formada por um elevado número de fissuras cuja profundidade pode ser elevada (CANOVAS<sup>36</sup>).

À medida que o volume de uma peça começa a preponderar sobre a sua superfície exposta, torna-se cada vez mais lenta a dissipação do calor gerado, podendo a temperatura do concreto atingir níveis comprometedores, com conseqüências indesejáveis decorrentes da contração térmica que surgirá por ocasião do abaixamento desta temperatura ao longo do tempo. Para IBRI & PRISZKULNIK<sup>51</sup>, porém, este fenômeno não é específico das grandes massas, uma vez que ocorre, também, em estruturas de edifícios, pontes, reservatórios, pavimentos etc., desde que os consumos do aglomerante sejam importantes, ou o gradiente das velocidades de geração e dissipação de calor seja elevado, ou a temperatura inicial do concreto seja alta.

Como a condutividade do concreto é relativamente baixa não é, necessariamente, o calor total de hidratação que importa, mas a velocidade de despreendimento do calor. O mesmo calor to-

tal produzido num período mais longo pode ser dissipado com menor aumento de temperatura.

O calor de hidratação depende, entre outras causas, da composição química do cimento, e o calor de hidratação do cimento é, com boa aproximação, a soma dos calores de hidratação dos componentes individuais quando hidratados separadamente (NEVILLE<sup>68</sup>). A tabela 2.2, fornece valores típicos do calor de hidratação dos compostos puros.

TABELA 2.2 - Calor liberado na hidratação dos compostos do cimento (PETRUCCI<sup>72</sup>)

COMPOSTO	CALOR LIBERADO(cal/g), NAS IDADES DE			
	7 DIAS	28 DIAS	6 MESES	TOTAL
C <sub>3</sub> S	110	120	120	120
C <sub>2</sub> S	20	45	60	62
C <sub>4</sub> AF	40	50	70	100
C <sub>3</sub> A	185	205	207	207
MgO	-	-	-	203
Cal livre	-	-	-	279

Como nos estágios iniciais da hidratação, os diferentes compostos se hidratam com velocidades diferentes, a velocidade de despreendimento de calor, assim como o calor total, dependem da composição do cimento. A influência do C<sub>3</sub>A e C<sub>3</sub>S, que segundo NEVILLE<sup>68</sup> são os compostos que se hidratam mais rapidamente, pode ser avaliada nas figuras 2.12 e 2.13. Nota-se que reduzindo as proporções de C<sub>3</sub>A e/ou C<sub>3</sub>S, pode-se reduzir a velocidade de liberação de calor na vida inicial do concreto.

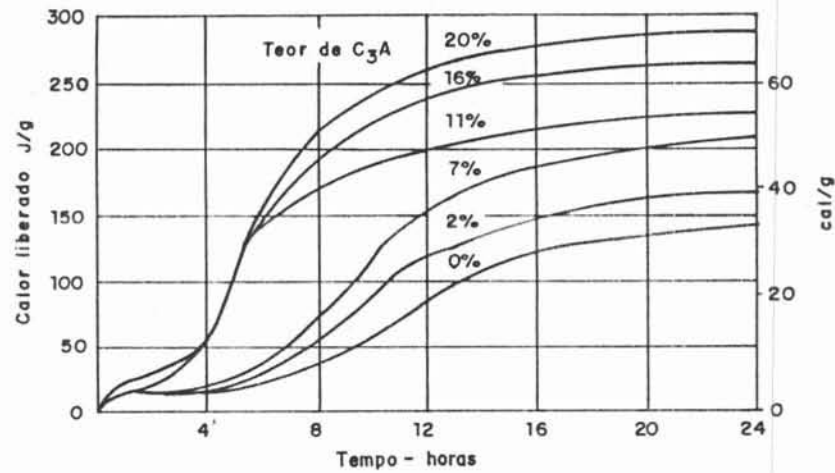


FIGURA 2.12 - Influência do teor de  $C_3A$  na liberação de calor (teor de  $C_3S$  aproximadamente constante)

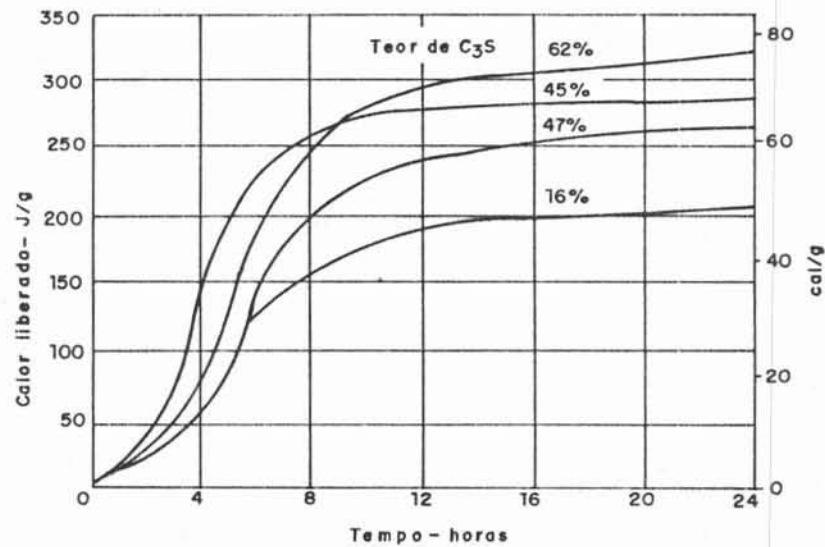


FIGURA 2.13 - Influência do teor de  $C_3S$  na liberação de calor (teor de  $C_3A$  aproximadamente constante)

Pela importância que adquire o controle da liberação de calor em certas obras, faz-se necessário um estudo do tipo de cimento a utilizar. A faixa de variação do calor de hidratação de vários tipos de cimento Portland pode ser verificada através dos dados da tabela 2.3.

TABELA 2.3 - Ordem de grandeza do calor de hidratação de vários tipos de cimento Portland em função da idade (ORCHARD<sup>70</sup>)

CALOR DE HIDRATAÇÃO (cal/g) NAS IDADES DE	TIPO DE CIMENTO PORTLAND			
	COMUM	ALTA RESISTÊNCIA INICIAL	BAIXO CALOR DE HIDRATAÇÃO	ALTO FORNO
1 dia	23 a 46	35 a 71	-	20 a 26
2 dias	29 a 53	-	-	28 a 47
3 dias	42 a 65	45 a 89	45	30 a 62
7 dias	47 a 75	51 a 91	55	40 a 70
28 dias	66 a 94	70 a 100	65	70 a 85
90 dias	80 a 105	-	75	75 a 90

Verifica-se, pela análise dos dados, que, para um período de 90 dias, 86% do calor é liberado aos 28 dias de idade, atingindo-se cerca de 58% aos 3 dias de idade.

Estudo realizado por COUTINHO e comentado por PRISZKULNIK<sup>76</sup>, envolvendo cimentos Portland pozolânicos, preparados pela mistura de 70% de cimentos Portland e 30% de pozolanas, permite evidenciar a influência da pozolana no calor de hidratação do cimento. Conforme indica a tabela 2.4, os valores médios do calor de hidratação dos cimentos Portland pozolânicos estudados, nas idades de 3, 7 e 28 dias, correspondem, respectivamente, a 63%, 75% e 80% dos valores relativos aos cimentos Portland sem pozolanas.

Trabalho desenvolvido no CERILH - Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques, em Paris (citado por PRISZKULNIK<sup>76</sup>) e resumido na tabela 2.5, mostra a influência da finura do clínquer Portland e da cinza volante, e do teor de adição da cinza no calor de hidratação do cimento pozolânico resultante.

Nota-se que o aumento da finura, por intensificar as reações de hidratação, aumenta a velocidade de produção de calor, muito embora a quantidade total de calor liberado não seja afetada pela finura do cimento.

O traço do concreto, variando a quantidade de cimento

na mistura, também afeta a quantidade total de calor produzido; assim, as proporções da mistura podem ser variadas no intuito de ajudar o controle da liberação de calor.



TABELA 2.4 - Influência da adição de pozolanas no calor de hidratação do cimento Portland

CIMENTO PORTLAND	POZOLANA	CALORES DE HIDRATAÇÃO	IDADES					
			3 dias	7 dias	28 dias	3 meses	1 ano	2 anos
A1	-	cal/g (1)	69	81	89	96	99	104
	Santo Antão, moída a 8.000 cm <sup>2</sup> /g	cal/g (2) (2):(1) (%)	39	54	67	74	79	80
			57	67	75	77	80	77
Santo Antão, moída a 4.000 cm <sup>2</sup> /g	cal/g (3) (3):(1) (%)	42	55	72	79	84	85	
		61	68	81	82	85	82	
A2	-	cal/g (4)	49	66	77	83	91	92
	Artificial nº 1	cal/g (5) (5):(4) (%)	35	53	71	75	82	91
71			80	92	91	90	99	
B	-	cal/g (6)	56	67	84	90	97	102
	Artificial nº 3	cal/g (7) (7):(6) (%)	41	55	67	74	80	87
73			82	80	82	82	86	
Moderado B	-	cal/g (8)	40	52	64	74	83	84
	Artificial nº 3	cal/g (9) (9):(8) (%)	34	47	55	61	70	71
85			90	86	83	84	84	
Moderado C	-	cal/g(10)	53	68	72	77	92	-
	Artificial nº 1	cal/g(11) (10):(11) (%)	37	44	48	57	66	-
70			65	67	74	92	-	
Valor médio (%)			63	75	80	81	82	85

Obs.: Os cimentos pozolânicos consistem da mistura de 70% de cimento Portland e 30% de pozolana, em peso.

- Quantidade de água empregada: 0,40 do peso total de cimento e pozolana.

- Calor de hidratação determinado pelo método de dissolução.

TABELA 2.5 - Influência do grau de moagem e do teor de adição de cinza volante no calor de hidratação do cimento pozolânico

ÁREA ESPECÍFICA (cm <sup>2</sup> /g)		TEOR DE CINZA VOLANTE (%)	CALOR DE HIDRATAÇÃO (cal/g) NAS IDADES DE					
CLINQUER PORTLAND	CINZA VOLANTE		12 HORAS	1 DIA	2 DIAS	3 DIAS	5 DIAS	7 DIAS
2.600	-	0	31,5	55,5	70	75	79	81,5
	2.920	20	19	43	54,5	59	64	67
		40	14,5	33	43,5	47,5	51,5	53,5
		70	75	15,5	20,5	24	29	31
	8.200	20	23	48,5	60,5	65,5	71	73,5
		40	16,5	40	53,5	58,5	63,5	66,5
70		7	18,5	30	33,5	36,5	38	
3.580	-	0	39,5	66,5	80	83	85	86,5
	2.880	20	34	53,5	61,5	64	66,5	68
		40	20,5	41	49	51,5	54,5	57
		70	10	19	27	30,5	33,5	36
	8.200	20	35	57	70,5	76	80	82
		40	27	47,5	61	65	67,5	69
70		10,5	25,5	36,5	40,5	43,5	45,5	

Obs.: Calor de hidratação determinado pelo método da garrafa térmica de Cleret de Langan-  
vant, empregando a argamassa 1 : 3 ISO.

Um exemplo, fornecido por CANOVAS<sup>36</sup>, serve para demonstrar a influência de alguns destes fatores:

Supondo um concreto realizado com cimento Portland, cujo calor de hidratação seja de 100 cal/g e em cuja composição se emprega 350 kg deste cimento, com um calor específico de 0,2; 200 l de água de calor específico 1,00 e 1750 kg de agregados com calor específico 0,2.

Por metro cúbico de concreto o calor desenvolvido será de  $350 \times 100 = 35.000$  kcal.

A capacidade calorífica deste metro cúbico de concreto será:

$$350 \times 0,2 + 200 \times 1,0 + 1750 \times 0,2 = 620 \text{ kcal/}^\circ\text{C}$$

A elevação de temperatura será, então, de:

$$\frac{35.000}{620} = 56,5^\circ\text{C}$$

Se, em vez deste cimento, utiliza-se um com calor de hidratação mais baixo, por exemplo, 80 cal/g e se dosifica o concreto com 250 kg de cimento, 120 l de água e 1950 kg de agregados, o calor desenvolvido pelo cimento será de  $250 \times 80 = 20.000$  kcal.

A capacidade calorífica de um metro cúbico deste novo concreto será:

$$250 \times 0,2 + 120 \times 1,0 + 1950 \times 0,2 = 560 \text{ kcal/}^\circ\text{C}$$

A elevação da temperatura, neste caso, será de:

$$\frac{20.000}{560} = 35,7^\circ\text{C}$$

Pelo visto, mediante o emprego de um cimento adequado e uma dosificação mais baixa do mesmo na composição do concreto, reduz-se o incremento de temperatura em  $20,8^\circ\text{C}$ , reduzindo, desta forma, a deformação do concreto em 0,21mm por metro linear do elemento estrutural (considerando o coeficiente de dilatação térmica igual a  $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ )

### 2.2.2 Influências externas: mudanças nas condições ambientais

As variações de temperatura ao longo do dia, em geral, tem pouca influência sobre um concreto graças ao baixo coeficiente de condutividade térmica que o mesmo possui, fazendo que, enquanto a peça de concreto tenha um volume grande, praticamente sua massa interna não sofra as variações de temperatura. Podemos observar este fato na figura 2.14, desenvolvida por JOISEL<sup>59</sup>, (1981) onde temos a influência da variação da temperatura externa a diversas profundidades e diversas idades, considerando um elemento de concreto de massa semi-infinita com uma temperatura inicial  $\theta_1$ , limitado por uma superfície plana  $y'y$  e em contato com um meio a temperatura  $\theta_0$ .

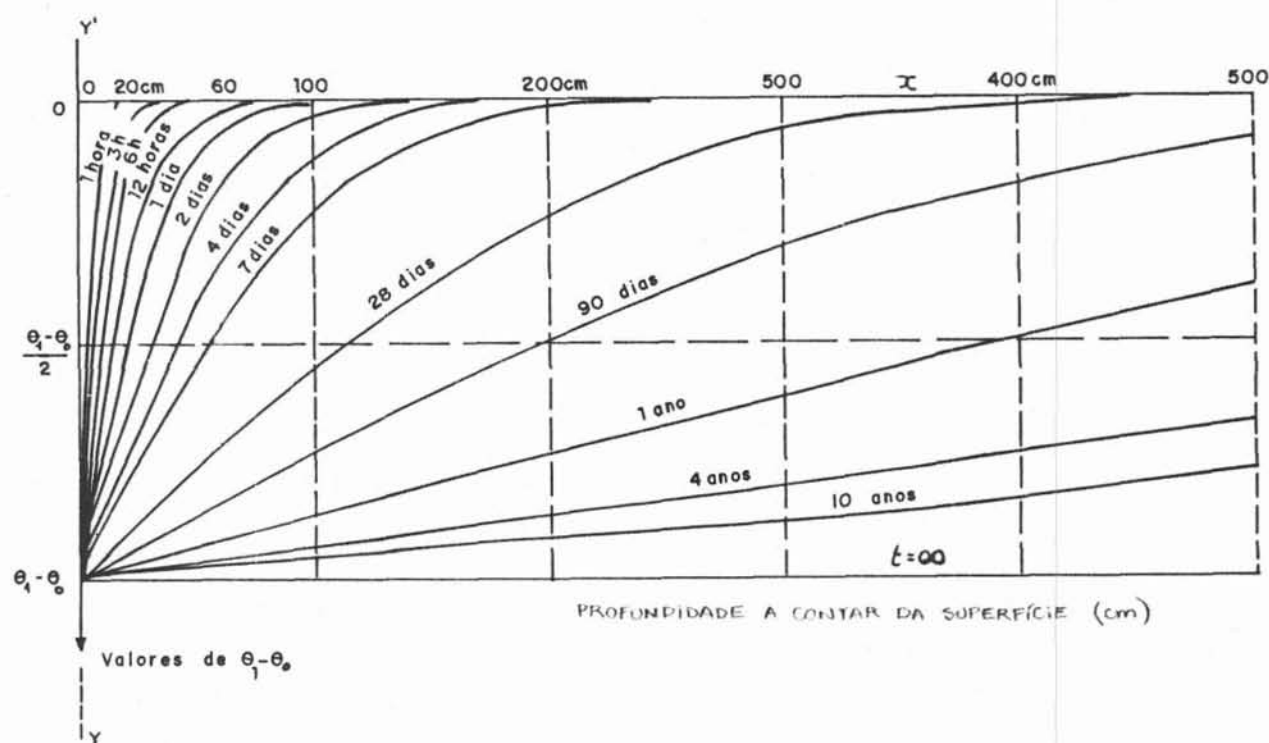


FIGURA 2.14 - Variação da temperatura do concreto a diversas profundidades em função da variação da temperatura externa

Observa-se que a temperatura do meio-ambiente ( $\theta_0$ ) praticamente não se faz sentir (ou seja,  $\theta_1 - \theta \approx 0$ , sendo  $\theta_1$  a temperatura do concreto no tempo  $t$  considerado):

- a 20 cm de profundidade em 1 hora
- a 250 cm de profundidade em 7 dias
- a 400 cm de profundidade em 28 dias

- a 1500 cm de profundidade em 1 ano.

O elemento de concreto terá uma variação na sua temperatura de, por exemplo, 10% da variação de temperatura do meio-ambiente (ou seja, uma variação da temperatura atmosférica de 20° C, tem como consequência uma diminuição da temperatura do concreto de 2° C).

- a 10 cm de profundidade em 1 hora
- a 35 cm de profundidade em 12 horas
- a 270 cm de profundidade em 28 dias
- a 480 cm de profundidade em 90 dias
- a 1000 cm de profundidade em 1 ano.

Assim, a 35 cm de profundidade, quase não existe variação de temperatura do concreto entre o nascer e o por do sol (12 horas) e a 5m de profundidade quase não há variação de temperatura entre as estações (90 dias).

Além da temperatura ambiente, devemos considerar ainda a ação do vento e a radiação solar que, conjuntamente, influenciam na variação de temperatura no interior do concreto.

A Figura 2.15 (CEB<sup>25</sup>) mostra o efeito de diferentes velocidades de vento na distribuição da temperatura em uma estrutura aquecida pelo sol. Podemos ver que com velocidade do vento nula, a distribuição de temperatura é mais intensa e que pequenas velocidades de vento atuam com grande influência na redução de tensões na estrutura devidas à temperatura.

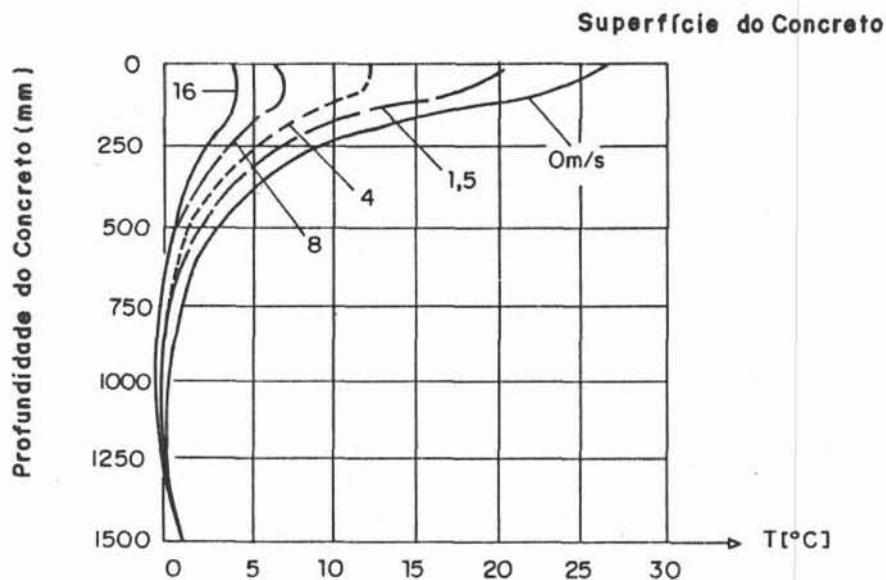


FIGURA 2.15 - Influência da velocidade do vento na distribuição da temperatura em uma estrutura aquecida pelo sol.

Quanto à intensidade da radiação solar que incide em um elemento estrutural, o CEB<sup>25</sup> discute e quantifica em função da situação geográfica, época do ano, opacidade do ar, presença de nuvens e da orientação da superfície de concreto em relação à incidência dos raios solares.

Para THOMAZ<sup>89</sup>, a amplitude e a variação da temperatura de um componente exposto à radiação solar é função não só da intensidade da radiação, mas de propriedades ligadas ao próprio material, quais sejam:

- calor específico
- massa específica aparente
- coeficiente de condutividade térmica
- absorvância da superfície do componente à radiação solar, fazendo que a energia absorvida eleve a 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

- emitância da superfície do componente, ou seja, a re-irradiação de parte da radiação solar absorvida
- rugosidade da superfície.

A ação patológica decorrente do efeito térmico é função do grau de vinculação dos elementos e da contração térmica que o concreto irá sofrer que, para uma temperatura  $\theta$ , pode ser expressa, segundo JOISEL<sup>59</sup> por:

$$R\theta = \alpha (\theta_1 - \theta)$$

onde  $\theta_1$  = temperatura inicial do concreto

$\alpha$  = coeficiente de dilatação térmica do concreto.

Para que ocorra ruptura do concreto, aplicando-se os mesmos princípios enunciados para o caso de retração por secagem (item 2.1), tem-se:

$$\epsilon_{cs} = \frac{f_{ct}}{E_{ct}}$$

onde  $\epsilon_{cs}$ ,  $f_{ct}$  e  $E_{ct}$  são, respectivamente, a retração, a resistência à tração e o módulo de ruptura potenciais.

A Norma Brasileira NBR 6118<sup>11</sup>, no entanto, dispensa o cálculo da influência da variação da temperatura para edifícios que não tenham em planta dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 30 m.

De acordo com CANOVAS<sup>36</sup>, o aspecto das fissuras de contração térmica é muito parecido com o das fissuras de retração por secagem, sendo perpendicular ao eixo principal do componente, de abertura constante e produzindo o seccionamento do elemento, se este estiver vinculado em seus extremos (foto 2.1, 2.2 e 2.3). Caso contrário, poderá ocorrer a fissuração dos elementos a ele unidos.

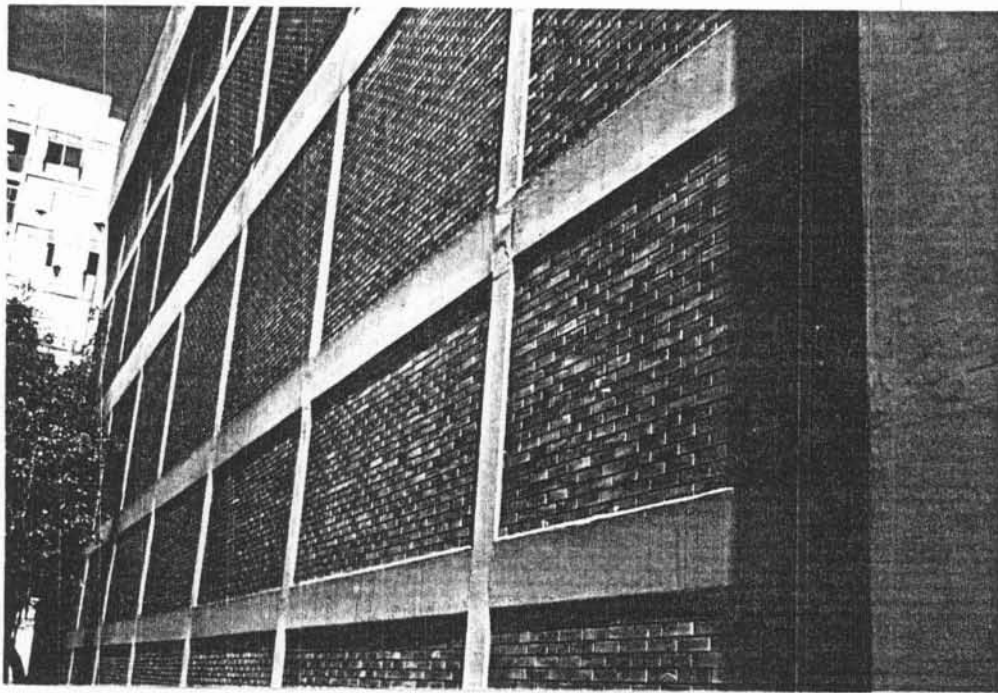


FOTO 2.1 - Estrutura de concreto hiperestática, cujo vão possui 37 m contínuos, sem junta de dilatação.

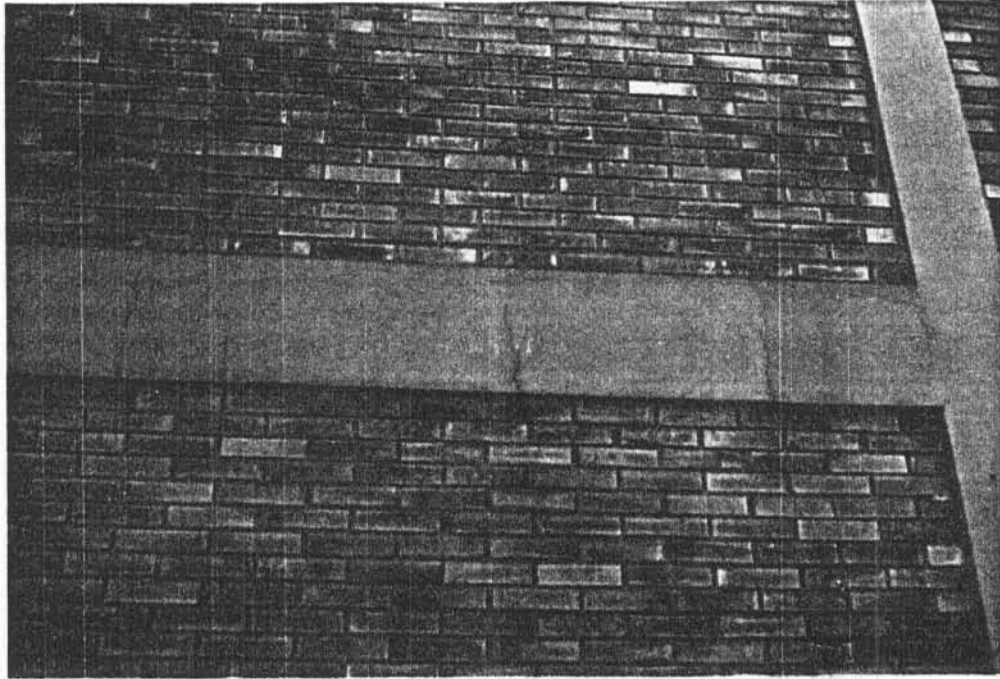


FOTO 2.2 - Fissuras em viga formadas pela ação conjunta da retração por secagem e contração térmica.



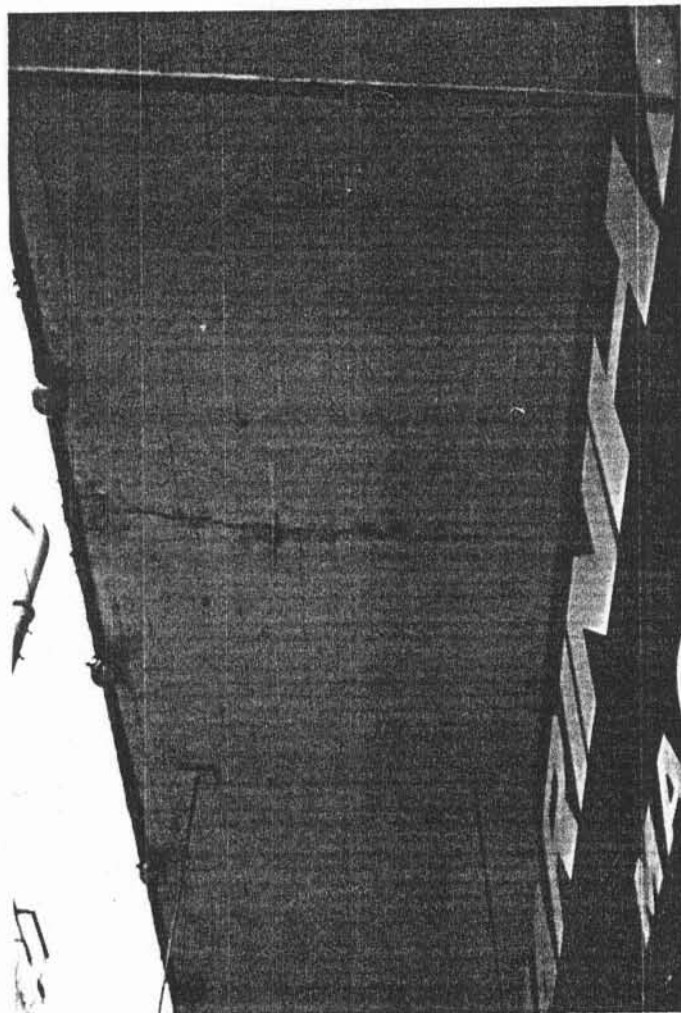


FOTO 2.3 - Fissura em marquise originada pela contração térmica

Outra forma comum de fissura por movimentação térmica, é aquela que ocorre em cantos de lajes pela expansão das vigas de apoio, conforme se observa na figura 2.16.

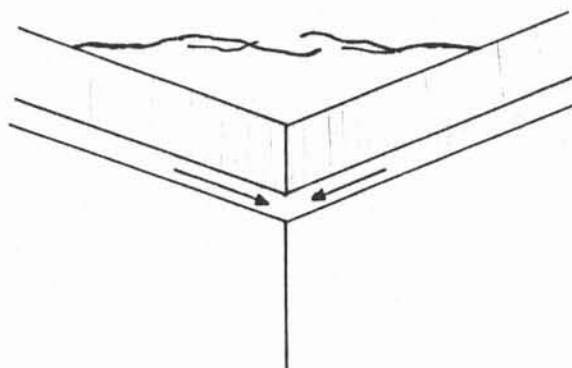


FIGURA 2.16 - Fissura em laje causada pela expansão térmica das vigas de apoio.

Para JOISEL<sup>59</sup>, as características das fissuras de contração térmica são semelhantes as das fissuras de retração por secagem, ou seja, a abertura é da ordem de 1/2500 da sua profundidade (embora estejam submetidas a movimentos e variações em função das variações das temperaturas) e a distância entre duas fissuras paralelas é de 2 a 4 vezes sua profundidade. Estas fissuras manifestam-se, normalmente, após algumas semanas do lançamento do concreto, podendo levar meses ou anos, dependendo das condições ambientais.

### 2.3 Corrosão da Armadura

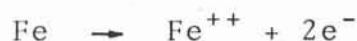
Durante a hidratação do cimento ou, mais precisamente, durante a hidratação dos silicatos de cálcio ( $C_2S$  e  $C_3S$ ), é formado o hidróxido de cálcio  $Ca(OH)_2$ . Este hidróxido de cálcio é parcialmente dissolvido em água, preenchendo os poros do concreto, e parcialmente precipitado na forma de cristais de hidróxido de cálcio (KNÖFEL<sup>60</sup>). Por esta razão, a maioria dos concretos possui um pH superior a 12, ou seja, um caráter altamente alcalino. Nestas condições, forma-se uma película protetora da armadura que, de acordo com HELENE<sup>46</sup>, é de ferrato de cálcio, resultante da combinação da ferrugem superficial  $Fe(OH)_3$  com o hidróxido de cálcio  $Ca(OH)_2$ , segundo a reação:



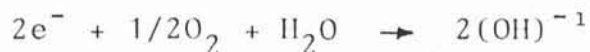
Quando, por qualquer circunstância, a situação se altera e a passividade desaparece, as armaduras se corroem mediante um mecanismo eletroquímico com uma velocidade que será função das causas que originaram o fenômeno. Para que a corrosão ocorra porém, é necessária a presença de oxigênio (para a formação do óxido/hidróxido de ferro), de umidade (que atua como eletrólito na corrosão eletroquímica) e de uma diferença de potencial entre dois pontos da barra da armadura (tipos de cimento distintos, diferenças de permeabilidade, teores diferentes de umidade e de cimento, solicitações mecânicas variáveis,...) (RUSCH<sup>82</sup>).

Simplificadamente, o processo corrosivo segue as seguintes etapas (CEB<sup>22</sup>):

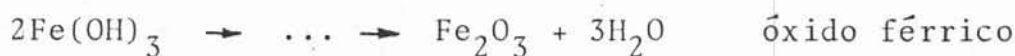
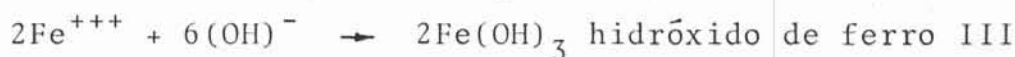
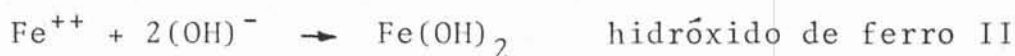
- nas zonas anódicas, átomos de metal perdem elétrons, formando ions ( $\text{Fe}^{++}$ ) que irão para a solução



- nas zonas catódicas, oxigênio e água combinam com os elétrons livres, formando ions hidroxila ( $(\text{OH})^{-1}$ )



- os ions hidroxila se movem em direção ao ânodo e, após alguns estágios intermediários, combinam com os ions do metal resultando, como produto da corrosão, uma gama de óxidos e hidróxidos de ferro, a denominada ferrugem



De uma maneira esquemática, o processo de corrosão eletroquímica pode ser representado conforme a Figura 2.17.

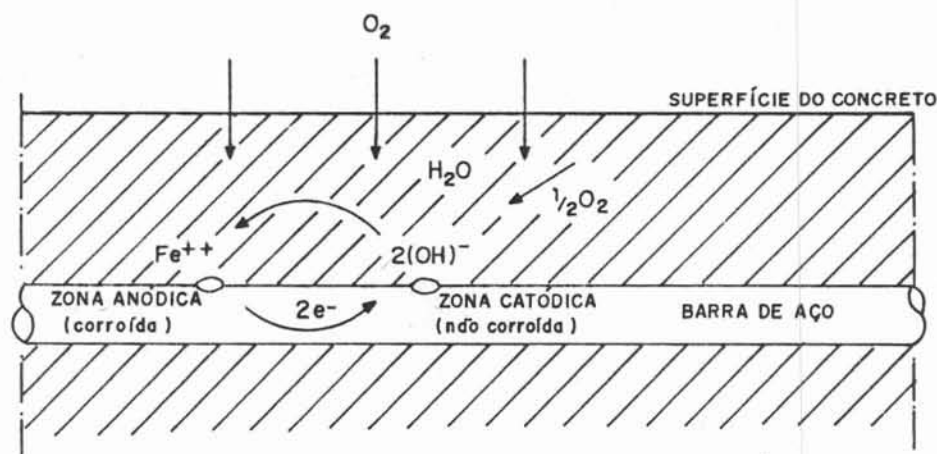


FIGURA 2.17 - Modelo simplificado da corrosão do aço no concreto (CEB<sup>22</sup>).

Pelo acima exposto, pode-se concordar com ANDRADE<sup>7</sup> que a maioria dos concretos possui a propriedade de proteger as armaduras contra a corrosão de duas maneiras:

- em primeiro lugar, funcionando como um isolante, uma barreira física entre o aço e o meio-ambiente. A impermeabilidade e o cobrimento do concreto são duas características fundamentais para manter sua capacidade protetora contra a corrosão;
- em segundo lugar, garantindo uma proteção química a partir do elevado caráter alcalino que possui, mantendo as armaduras envoltas por uma capa passivante.

Determinadas circunstâncias, no entanto, podem alterar a situação, resultando na perda da proteção que o concreto fornece às armaduras, entre as quais se destaca:

#### a) CARBONATAÇÃO

Em certas condições, o dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), mesmo em concentrações baixas presentes na atmosfera normal, pode penetrar no interior do concreto e reagir quimicamente com o hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$ , segundo a equação simplificada



A transformação do hidróxido de cálcio em carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) - carbonatação, faz baixar o pH do concreto para 9,4, que é o pH de precipitação do  $\text{CaCO}_3$  (COUTINHO<sup>28</sup>).

Estas reações são normalmente lentas, afetando uma delgada camada de concreto. A profundidade de carbonatação  $dc$  (em cm) pode ser estimada em função do tempo  $t$  (em anos) pela relação

$$dc = k\sqrt{t}$$

onde  $k$  é um fator que depende da qualidade do concreto e assume valores por volta de 0,5 para concretos correntes. (DUBOIS<sup>31</sup>).

Caso a profundidade de carbonatação atinja a armadura, a película que reveste o aço perde a sua influência passiva e pode ocorrer a corrosão.

Para WINTER<sup>99</sup>, existem vários fatores que influem na carbonatação, entre eles:

- o aumento da relação água-cimento, que faz aumentar a permeabilidade do concreto e, portanto, a carbonatação;
- a umidade do concreto e/ou a umidade relativa do ar.

Se o concreto possuir todos os seus poros saturados de água, o dióxido de carbono não pode penetrar e se difundir. Ao contrário, se todos os poros estão secos, o dióxido de carbono dificilmente se ionizará de modo que a carbonatação do concreto será realizada muito lentamente. O máximo de carbonatação é atingido em atmosferas com 40 a 80% de umidade relativa (Figura 2.18).

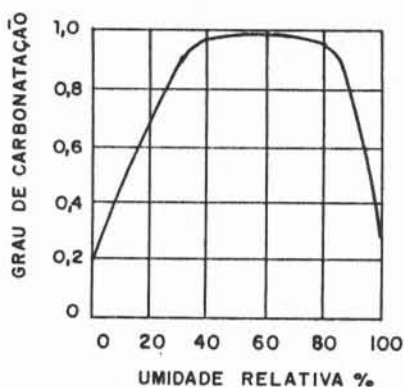


FIGURA 2.18 - Variação do grau de carbonatação do hidróxido de cálcio com a umidade do meio em que se realiza (DIAMANT, citado por COUTINHO<sup>28</sup>).

- a superfície específica do cimento, sua dosificação, e granulometria dos agregados;

- o processo de cura. Se o concreto for mantido úmido por um longo período, a sua resistência à carbonatação aumenta.

Além destes fatores, devem ser levados em conta o ambiente em que se insere o elemento e as técnicas construtivas utilizadas, que podem levar à execução de um concreto com "nichos" ou fissuras.

Para um concreto de baixa relação água/cimento e bem executado, a profundidade de carbonatação, durante o primeiro ano de vida, varia normalmente de 1 a 2mm (MANNING<sup>30</sup>). Conseqüentemente, a carbonatação não acarreta problemas muito sérios à armadura exceto quando se trata de um concreto de qualidade inferior ou com cobrimentos insuficientes.

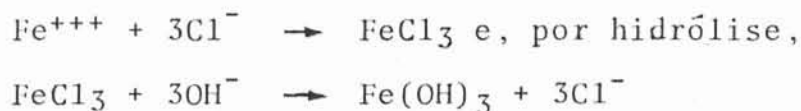
b) AGENTES AGRESSIVOS

Em alguns casos, mesmo com um pH superior a 11, pode ocorrer a corrosão das armaduras quando o concreto contém quantidade suficiente de agentes agressivos, que tanto podem estar incorporados ao mesmo como podem estar presentes na atmosfera e atingir o aço através da permeabilidade ou falhas existentes no concreto.

Dos *agentes agressivos incorporados ao concreto*, o cloreto é o mais comum e pode ser introduzido no concreto fresco pelo uso de agregados contaminados (regiões próximas ao mar), águas salinas utilizadas como água de amassamento, aditivos aceleradores de endurecimento contendo cloreto de cálcio (CaCl<sub>2</sub>) ou alguns cimentos que podem conter pequenas quantidades de cloretos (VERBECK<sup>96</sup>).

Entre os *agentes agressivos presentes na atmosfera*, o cloreto é o mais intenso e se encontra em atmosferas marinhas (até aproximadamente 5 km da costa). Pode-se dizer que a velocidade de corrosão nestas atmosferas chega a ser da ordem de 30 a 40 vezes superior à que ocorre em atmosfera rural (HELENE<sup>46</sup>).

Na presença do íon cloreto, pode ocorrer a seguinte reação (RÜSCH<sup>82</sup>):



Estas fórmulas demonstram que o cloreto, ainda que em pequenas quantidades, pode produzir uma corrosão intensa, já que não é consumido na reação química. De acordo com LOCKE<sup>6 3</sup>, não existe uma opinião de consenso sobre o nível permissível do íon cloreto, acima do qual pode ocorrer corrosão. No entanto, quanto maior a alcalinidade na interface aço-concreto, maior a concentração de íons cloreto que pode ser tolerada antes de ocorrer a corrosão (Figura 2.19).

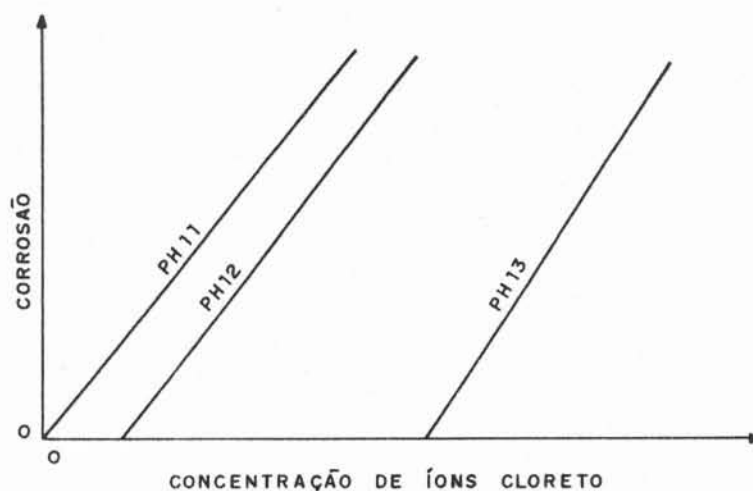


FIGURA 2.19 - Concentração de íons cloreto, em relação ao pH do concreto, acima do qual pode ocorrer corrosão (VERBECK<sup>9 6</sup>).

Para HELENE<sup>4 6</sup>, concentrações de cloreto iguais ou superiores a 700 mg/l despassivam o aço, mesmo que este esteja imerso em água de cal (pH = 12,5).

Como a corrosão é somente induzida por íons cloreto livres, os cimentos Portland comum ou cimentos de alta resistência inicial reduzem os efeitos do cloreto, pois reagem com parte destes íons, formando cloroaluminato de cálcio. Cimentos que possuem menor quantidade de aluminato tricálcico são menos efetivos nestas reações, como é o caso de cimentos resistentes aos sulfatos ou cimentos de baixo calor de hidratação (Troxell, Davis e Kelly<sup>9 2</sup>). Hognestad<sup>3 0</sup> sugere, como precaução, que se utilize um cimento com no mínimo 4% de aluminato tricálcico.

### c) MEIO-AMBIENTE

Os fatores principais que devem ser considerados ao avaliar um determinado meio-ambiente, de acordo com o CEB<sup>23</sup>, são as temperaturas ambientais e a presença de umidade e substâncias agressivas na atmosfera.

Em ambientes permanentemente secos (umidade relativa < 60%), o risco de corrosão é muito pequeno, mesmo que o concreto esteja carbonatado, pois o processo eletroquímico é dificultado. Em concretos permanentemente saturados o risco de corrosão é também pequeno, devido à falta de oxigênio. A condição mais favorável para que ocorra a corrosão do aço no concreto é a molhagem e secagem alternadas, combinadas com altas temperaturas (as reações químicas são aceleradas com o aumento da temperatura).

A corrosão pode ser também favorecida se o meio em que se desenvolve é do tipo ácido. Para CANOVAS<sup>36</sup>, em atmosferas industriais e, inclusive, urbanas, com fortes contaminações, a água da chuva tem caráter ácido devido à presença no ambiente de grandes concentrações de SO<sub>2</sub>, SH<sub>2</sub>, CO<sub>2</sub> e NO<sub>2</sub>, que pode penetrar no interior poroso dos componentes estruturais, despassivando a armadura.

### d) COBRIMENTO DE CONCRETO

Quase todos os fatores que promovem a corrosão da armadura estão relacionados a processos de difusão, como por exemplo a carbonatação (difusão de CO<sub>2</sub> e outros gases ácidos nos poros do concreto), a penetração de íons agressivos e o suprimento de oxigênio necessário às reações eletroquímicas. Por este motivo, é de grande importância a qualidade do concreto de cobrimento no que diz respeito à sua espessura e permeabilidade.

De acordo com o CEB<sup>23</sup>, a permeabilidade pode variar em função da relação água/cimento, cura e compactação e, em menor grau, pelo consumo e tipo de cimento. Baixas relações água/cimento produzem concretos menos permeáveis nos casos em que exceder 0,6, a permeabilidade à água aumenta consideravelmente devido ao aumento da porosidade capilar (Figura 2.20).



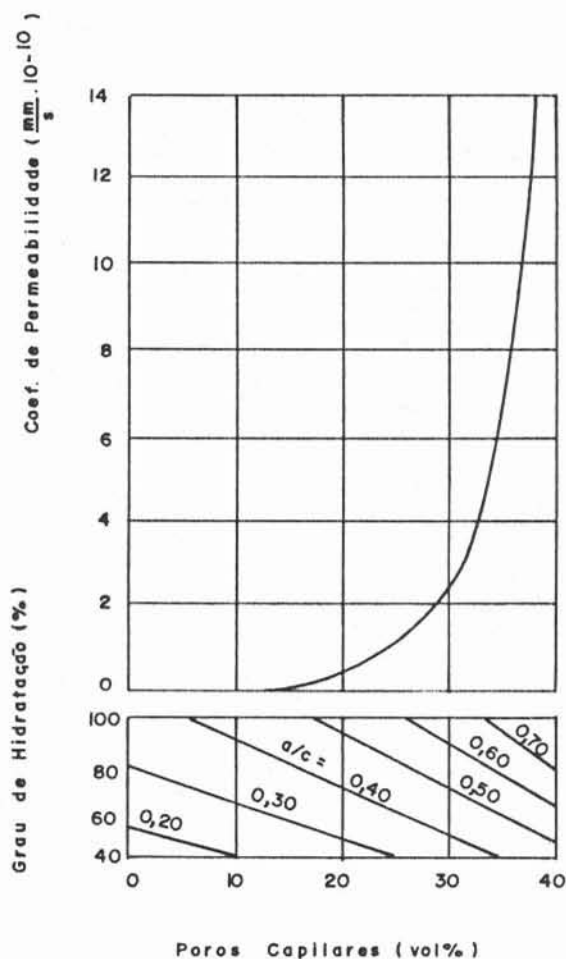


FIGURA 2.20 - Influência da relação água/cimento na permeabilidade do concreto à água (POWERS, citado pelo CEB<sup>2,3</sup>).

A princípio, a mesma influência da relação água/cimento é notada na permeabilidade do concreto ao gás e aos íons agressivos.

A Figura 2.21 resume os resultados das pesquisas de HOUSTON, ATIMTAY e FERGUSON, apresentados por BEEBY<sup>30</sup>, que ressalta a importância da relação água/cimento e da espessura de cobrimento de concreto em relação à proteção fornecida às armaduras. A altura das colunas indicam a quantidade relativa de corrosão ocorrida no fim do período de exposição. Os resultados não deixam dúvida sobre o efeito benéfico que se obtém ao aumentar o cobrimento e a qualidade do concreto (representada pela relação água/cimento).

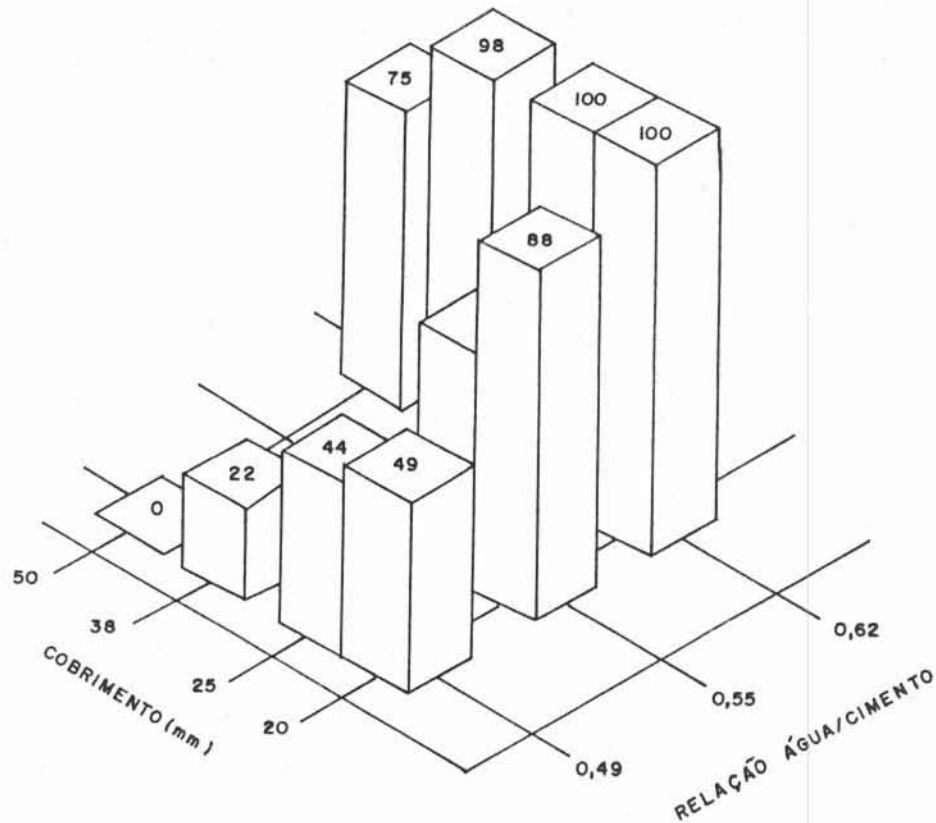


FIGURA 2.21 - Influência do cobrimento de concreto e da relação água/cimento na corrosão das armaduras.

A qualidade do concreto de cobrimento pode também ser influenciada pela cura da superfície dos componentes estruturais. Para WHITING<sup>98</sup>, a cura deve iniciar logo após o lançamento do concreto e não ser interrompida durante um período mínimo de 72 horas, e se possível, maior, para obter melhoria no grau de hidratação e permeabilidade do concreto e evitar fissuração superficial dos elementos.

É essencial evitar "ninhos" e segregações. Uma compactação insuficiente pode aumentar a permeabilidade até um ponto em que a proteção das armaduras deixa de existir.

Outro aspecto que deve ser ressaltado é o relativo à homogeneidade do concreto e à uniformidade do cobrimento do concreto. Sendo a corrosão um fenômeno essencialmente eletroquímico, regiões porosas ou de pequeno cobrimento, alternadas com regiões densas e com maior cobrimento, podem gerar pilhas de aeração e concentração diferencial aumentando o risco de corrosão ou acelerando uma corrosão já iniciada (HELENE<sup>45</sup>).

Como foi dito anteriormente, a velocidade (profundidade) de carbonatação, bem como a penetração de cloretos para o in-

terior do concreto, é função da raiz quadrada do tempo. Isto significa que, ao dobrar a espessura do cobrimento, aumenta-se em quatro vezes a vida útil da armadura. De acordo com o ACI<sup>6</sup>, o aumento da espessura de cobrimento não só aumenta o tempo que os cloretos e/ou a carbonatação alcançam a armadura, mas também a resistência ao fissuramento e lascamento devido às forças de expansão geradas pela corrosão, o que levaria a um agravamento ainda maior do processo corrosivo.

#### e) FISSURAÇÃO

Na região fissurada a carbonatação, bem como agentes agressivos eventualmente presentes na atmosfera, tendem a penetrar mais rapidamente em direção à armadura, se comparado a um concreto sem falhas, dando lugar a fortes corrosões se o ambiente for propício.

Uma discussão mais detalhada sobre as conseqüências da fissuração na corrosão das armaduras é realizada no Capítulo 3 (item 3.1).

Os efeitos do processo de corrosão podem ser:

- redução da seção transversal da barra de aço;
- fissuração e lascamento do concreto.

Os produtos de corrosão ocupam um volume substancialmente maior que o volume original do aço da armadura, teoricamente mais de seis vezes, podendo causar pressões de expansão superiores a 15 MPa (CANOVAS<sup>36</sup>).

A fissuração que aparece no concreto como conseqüência da corrosão geralmente se apresenta em linhas paralelas, seguindo a direção das armaduras principais (Foto 2.4), e por vezes, do estribo.

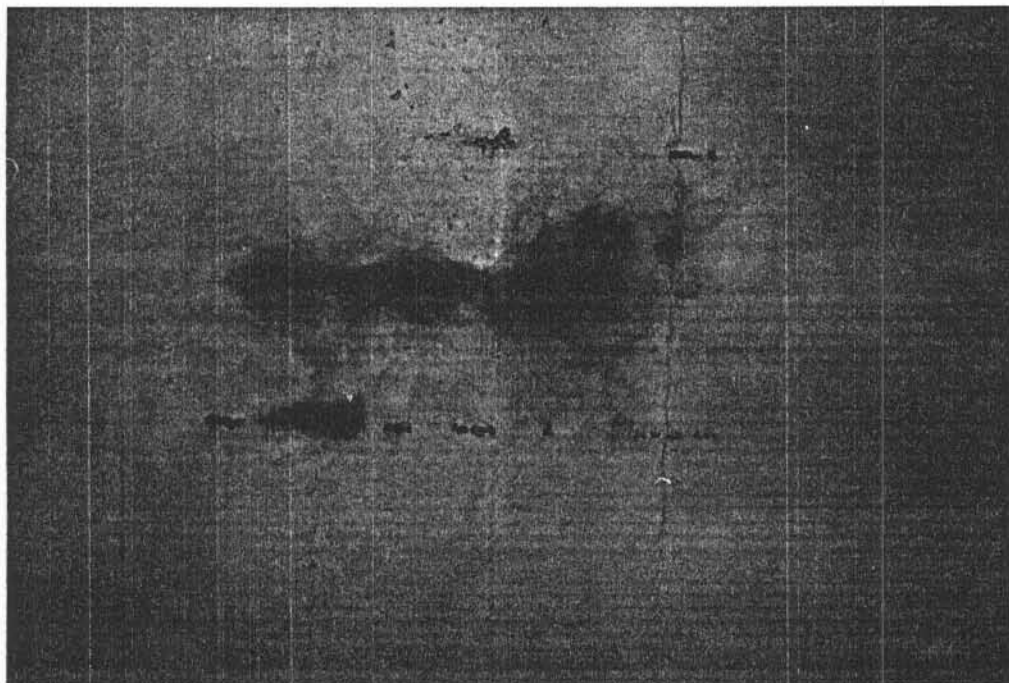


FOTO 2.4 - Corrosão de armaduras em laje de cobertura

A intensidade da fissuração pode ser muito variável, dependendo do avanço do fenômeno corrosivo, podendo chegar a produzir lascamento do concreto (Foto 2.5 ).

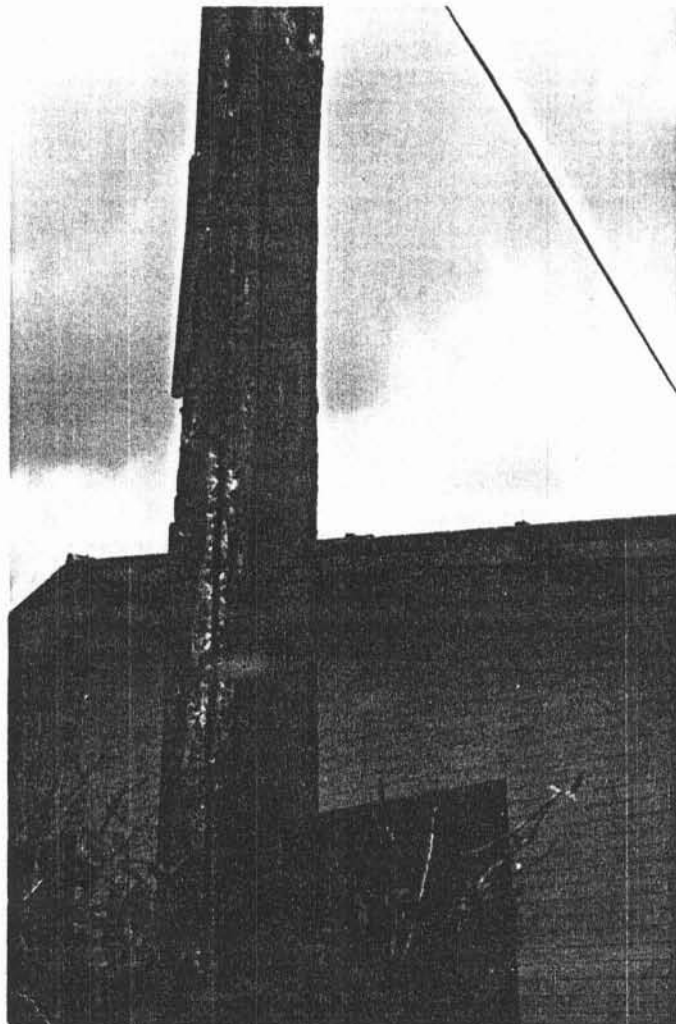


FOTO 2.5 - Lascamento do concreto devido às forças de expansão dos produtos de corrosão.

O processo corrosivo é nitidamente visível, pois os produtos originados têm, predominantemente, coloração marrom-avermelhadas e, sendo relativamente solúveis, escorrem pela superfície do concreto, manchando-o. A corrosão causada por cloretos é, em geral, escandalosa, com grandes manchas, e inicialmente sem fissuras.

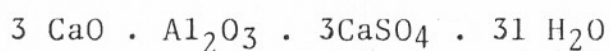
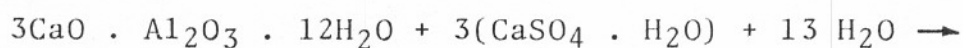
## 2.4 Reações expansivas com sulfatos

Sob certas circunstâncias, o concreto pode sofrer o ataque de sulfatos, que reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$  livre proveniente da hidratação do cimento ou com o aluminato tricálcico  $\text{C}_3\text{A}$  hidratado, formando sulfato de cálcio ou sulfoaluminato de cálcio, respectivamente. Estas reações são normalmente acompanhadas por uma expansão do concreto, desenvolvendo-se fissuras que facilitam o acesso para a entrada de novos agentes agressivos, até que ocorra a desagregação total do componente.

Os principais sulfatos, tais como os de magnésio ( $\text{MgSO}_4$ ), cálcio ( $\text{CaSO}_4$ ) e sódio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ), são encontrados nas águas do mar, em muitos solos e águas subterrâneas e em algumas águas residuais industriais. De acordo com BICZÓK<sup>15</sup>, o conteúdo de sulfato é especialmente alto em águas subterrâneas de solos argilosos.

Os sais, quando presentes no subsolo no estado sólido, não atacam o concreto, mas quando dissolvidos em água podem reagir com a pasta de cimento endurecido e causar sérios efeitos.

Das águas sulfatadas, as mais importantes, segundo PETRUCCI<sup>72</sup>, são as selenitosas, que contêm sulfato de cálcio. Este sal reage com o aluminato tricálcico hidratado, dando origem ao sulfoaluminato de cálcio hidratado ou etringita, conforme a equação



As reações dos outros sulfatos se processam primeiramente pela troca de base com o hidróxido de cálcio (ions  $\text{Ca}^{++}$ ), resultando na formação do sulfato de cálcio com um aumento de volume da fase sólida de 127%. Após podem ocorrer reações do  $\text{CaSO}_4$  com o hidróxido de cálcio e o aluminato, finalizando na obtenção da etringita (ALVES<sup>5</sup>), como anteriormente descrito.

Os principais parâmetros que influenciam a reação expansiva com sulfatos são:

a) Condições de exposição (disponibilidade de sulfatos solúveis). Praticamente todos os solos contêm uma certa quantidade de ions  $SO_4$ , relativamente baixa, variando de 0,01 a 0,05%. Para BICZÓK<sup>15</sup>, os sulfatos são praticamente inofensivos enquanto estes valores não são excedidos. Existe uma grande divergência dos limites aconselhados por diferentes autores e por diferentes normas quanto aos teores mínimos de sulfatos acima dos quais ocorre a reação expansiva. Estes valores variam de 100 a 1000 mg de  $SO_4$  por litro, sendo que a norma brasileira limita em 300 mg de  $SO_4$  por litro de água de amassamento do concreto. A determinação destes limites é realmente difícil pois as reações dependem de diversos fatores, entre eles a qualidade do concreto e o tipo de cimento utilizado. Além da concentração do sulfato, a velocidade com que o concreto é atacado depende também da velocidade com que pode ser repostado o sulfato removido pela reação com o cimento. Assim, ao se avaliar o perigo de ataque de sulfatos, deve-se conhecer a movimentação de água subterrânea. O ataque será o mais intenso possível se o concreto estiver exposto de um só lado à pressão de água contendo sulfato. De forma semelhante, saturação e secagem alternadas levam à rápida deterioração. Todavia, se o concreto estiver completamente enterrado, sem uma passagem para a água subterrânea, as condições serão muito menos severas (NEVILLE<sup>68</sup>).

b) Permeabilidade do concreto. Como o concreto somente é atacado após a penetração do sulfato em solução, a permeabilidade torna-se um fator importante. Concretos suficientemente impermeáveis podem ser considerados não suscetíveis ao ataque de sulfatos. Para garantir a qualidade do concreto, LUDWIG e DARR, sugerem valores limites para a relação água/cimento de acordo com as condições de exposição do componente, que foram transcritas pelo CEB<sup>21</sup>:

- para soluções com até 300 mg  $SO_3$  por litro  $a/c \leq 0,6$
- para soluções com 300 a 1000 mg  $SO_3$  por litro  $a/c \leq 0,5$
- para soluções com mais de 1000 mg  $SO_3$  por litro  $a/c \leq 0,4$

Todas as medidas que levam a uma diminuição da permeabilidade aumentam a resistência do concreto ao ataque dos sulfatos.

c) Tipo de cimento (quantidade de substâncias reativas). Os diferentes tipos de cimento podem ser classificados de acordo com a capacidade de resistir ao ataque dos sulfatos. De acordo

com diversos estudos analisados por WOODS<sup>99</sup>, existe uma relação entre a resistência ao ataque dos sulfatos observados para um cimento Portland e a quantidade de aluminato tricálcico que ele contém. Altas resistências foram encontradas para cimentos Portland contendo não mais de 5,5% de  $C_3A$ . O efeito do conteúdo do  $C_3A$  na resistência ao ataque de sulfatos pode ser visualizado, na Figura 2.22, que demonstra os resultados de testes de cilindros de concreto parcialmente enterrados em solos agressivos.

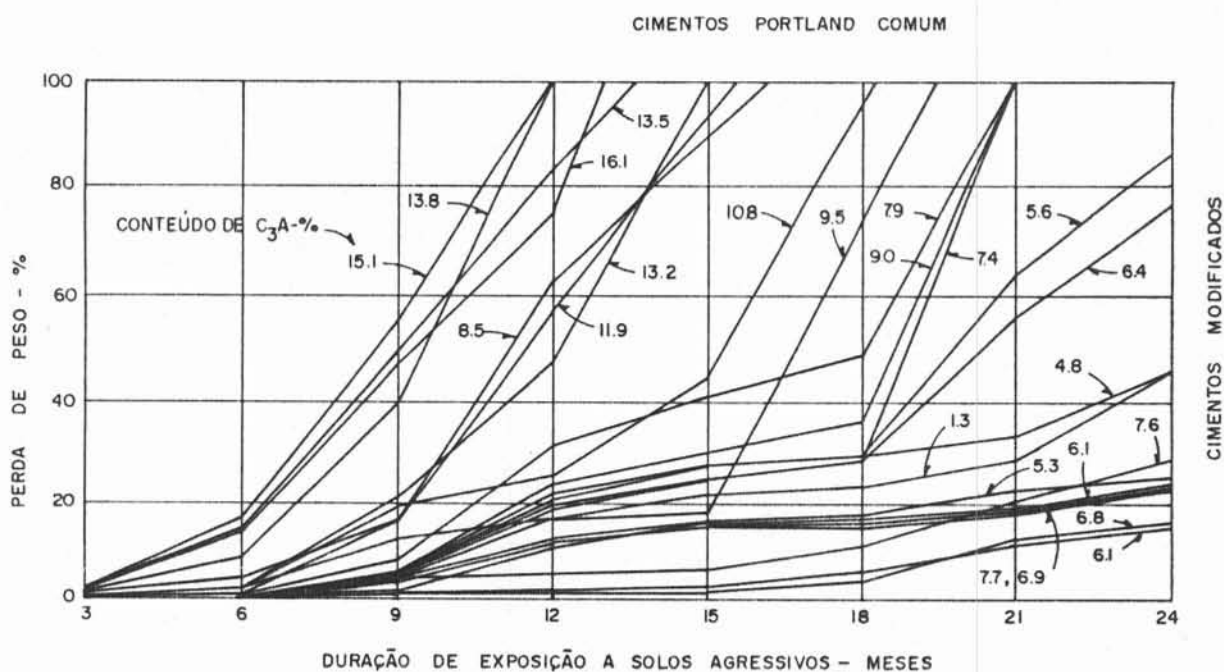


FIGURA 2.22- Resistência ao ataque de sulfatos de cimento com diferentes conteúdos de aluminato tricálcico (STANTON e MEDER, citados por TROXELL et alii<sup>92</sup>)

Adições de pozolanas aumentam a resistência dos cimentos aos sulfatos mas, baseado em pesquisas realizadas por SAMARAI<sup>84</sup>, isto só se verifica após longos períodos de cura, possivelmente devido à baixa resistência inicial que estes cimentos possuem. As pozolanas removem o  $Ca(OH)_2$  livre e tornam inativas as fases que contêm alumina, reduzindo também a permeabilidade do concreto.

#### d) Água disponível

O concreto atacado por sulfatos possui uma aparência esbranquiçada característica (eflorescência). A deterioração comu-



mente começa nos cantos e arestas, é seguida por uma fissuração progressiva e um despreendimento de lascas que reduzem o concreto a uma condição friável. O aumento volumétrico resultante das reações pode chegar, de acordo com MOSKVIN <sup>6,7</sup>, a 227%, ou seja, praticamente 2,5 vezes o volume original.

As fissuras desenvolvidas são semelhantes àquelas que ocorrem pela dessecação superficial do concreto (mapeamento ou pele de crocodilo), possuindo aberturas mais pronunciadas.

Normalmente os efeitos das reações expansivas com sulfatos só se tornam visíveis depois de seis meses do lançamento do concreto.

## 2.5 Reações expansivas com álcali-agregados

Grande parte da literatura, quando se refere a reações álcali-agregados, está na realidade referindo-se a reações álcali-sílica, que é a mais conhecida e que ocorre com maior frequência. Deve-se, no entanto, fazer uma distinção clara entre este tipo de reação e a reação que ocorre com agregados calcários dolomíticos.

### REAÇÃO ÁLCALI-SÍLICA

A reação álcali-sílica é o resultado da combinação dos álcalis do cimento com a sílica reativa eventualmente presente em alguns agregados.

São agregados reativos aqueles que contêm minerais de opala, calcedônia, ágata, tridimita e outros mais raros, todos porém na forma de sílica amorfa ou microcristalizada (ANDRIOLO<sup>8</sup>).

A reação inicia com o ataque dos materiais silicosos do agregado pelos hidróxidos originados dos álcalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{K}_2\text{O}$ ) do cimento. O resultado é um gel de sílica alcalina do tipo "expansão ilimitada": absorve água com a conseqüente tendência a aumento de volume (NEVILLE <sup>6,8</sup>). Como o gel se acha confinado pela pasta que o envolve, aparecem pressões internas que podem resultar em expansão, fissuração e desagregação da pasta de cimento. A reação química tem a seguinte equação (ALVES<sup>4</sup>):



onde o sódio (Na) designa os álcalis segundo a expressão equivalente alcalino

$$\text{Na}_2\text{O} (\%) = \text{Na}_2\text{O} (\%) + 0,658 \text{ K}_2\text{O} (\%).$$

#### REAÇÃO ÁLCALI-CARBONATO

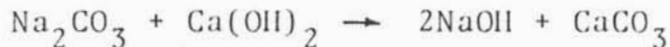
Além da reação álcali-sílica anteriormente descrita, existe outro tipo de reação prejudicial com o agregado que ocorre entre alguns agregados cálcicos dolomíticos e os álcalis do cimento.

Em ambiente úmido, manifesta-se uma expansão do concreto, semelhante à que resulta da reação álcali-sílica.

A expansão destas rochas acompanha a seguinte reação entre os álcalis e a dolomita:



O carbonato alcalino produzido combina com o hidróxido de cálcio do cimento,



o que regenera os álcalis, fazendo prosseguir a reação (COUTINHO<sup>28</sup>).

A dedolomitização (transformação de dolomita  $\text{CaMg (CO}_3)_2$  em  $\text{Mg(OH)}_2$  e  $\text{CaCO}_3$ ) dá origem ao hidróxido de magnésio que, de acordo com o CEB<sup>21</sup>, é uma substância potencialmente expansiva.

As reações álcali-carbonato não ocorrem com muita frequência e, até hoje, existem consideráveis divergências sobre o provável mecanismo de expansão.

Entre os principais fatores que influenciam as reações expansivas com álcali-agregados, tem-se:

#### a) TEOR DE ÁLCALIS NO CONCRETO

Embora o cimento Portland seja a principal fonte de álcalis no concreto, eles também podem ser provenientes do agregado por intercâmbio de reações, de águas de amassamento (águas alcalinas, como água do mar) e de pozolanas.

As experiências realizadas por GAZE e NIXON<sup>41</sup>, mostram

a influência da variação do teor de álcalis na expansão da argamassa por reação álcali-sílica (Figura 2.23). Os resultados apresentam um decréscimo considerável na expansão quando ocorre uma redução de 20-30% de álcalis. No entanto, para cada tipo de agregado reativo existe um conteúdo máximo de álcalis para o qual o risco de expansão é maior; para conteúdos superiores de álcalis o risco diminui, conforme observamos nas curvas de 1,08% Na<sub>2</sub>O e 1,18% Na<sub>2</sub>O.

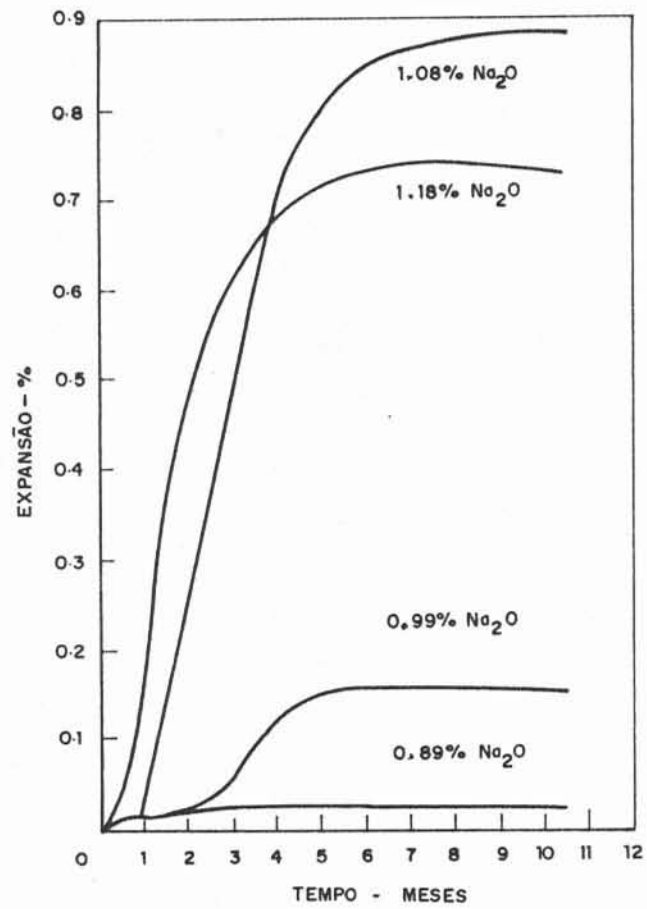


FIGURA 2.23- Influência do teor de álcalis na expansão por reação álcali-sílica (12g de opala por 100 g de cimento-38°C).

De acordo com PAULON<sup>71</sup>, o conteúdo total de álcalis de um cimento, calculado em termos de porcentagem equivalente de Na<sub>2</sub>O (Na<sub>2</sub>O + 0,658 K<sub>2</sub>O), pode chegar aos limites máximos de 1,2 ou 1,3%. Cimentos com menos de 0,6% de álcalis são chamados de "baixo teor de álcalis" e são, por muitos autores, considerados como seguros quando utilizados para concretos com materiais reativos. No entanto, após vários estudos e comprovações, essas considerações podem ser julgadas como teóricas e o limite de 0,6%

deve ser assumido como um critério insuficiente de segurança contra a reação álcali-agregado.

#### b) QUANTIDADE DE AGREGADOS REATIVOS

A quantidade de componentes reativos do agregado afeta significativamente a magnitude da expansão do concreto e o grau de degradação.

A Figura 2.24 mostra um gráfico obtido por HOBBS<sup>49</sup> que relaciona a expansão de barras de argamassa em função da quantidade de material reativo. Verifica-se que a expansão tende a aumentar com o aumento dos agregados reativos até um valor máximo; a partir deste ponto, a expansão observada diminui à medida que a quantidade de agregados é incrementada. O conteúdo de agregado reativo que produz a máxima expansão é conhecido como "conteúdo péssimo".

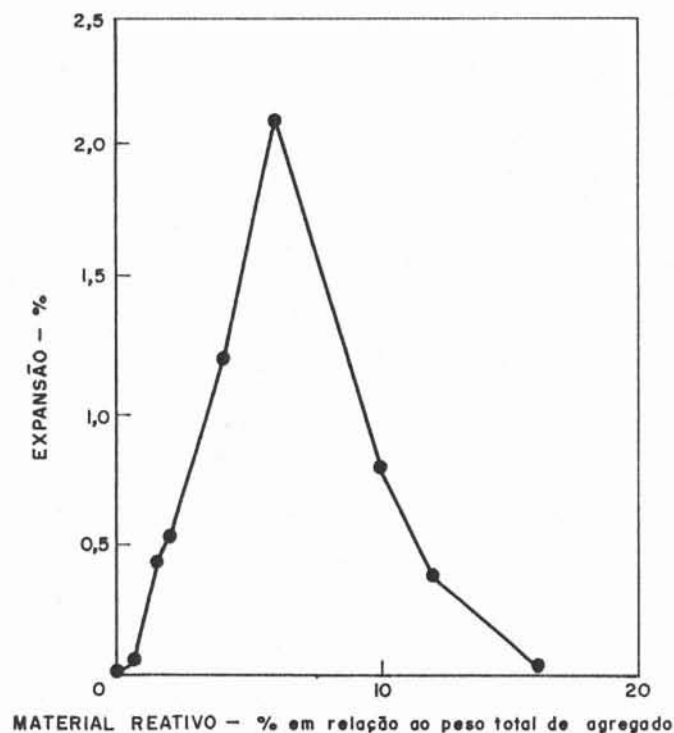


FIGURA 2.24- Influência da quantidade de agregados reativos na expansão por reação álcali-sílica.

### c) TAMANHO DAS PARTÍCULAS DOS AGREGADOS REATIVOS

A reatividade depende do tamanho das partículas e da porosidade, que tem influência sobre a área na qual vai ocorrer a reação. Como a quantidade de álcalis depende, em geral, apenas do cimento, a sua concentração na superfície reativa do agregado vai depender da extensão dessa superfície.

Na opinião de NEVILLE<sup>68</sup>, o tamanho das partículas siliciosas controla a velocidade da reação; partículas muito finas (20 a 30  $\mu\text{m}$ ) fazem com que ocorra expansão em um ou dois meses, partículas maiores, somente depois de alguns anos.

Agregados reativos de dimensões muito reduzidas, no entanto, provocam uma reação profunda e total antes que o gel tenha se formado. Grandes quantidades de materiais finos, devido à sua grande superfície específica, fazem com que a concentração de álcalis seja rapidamente reduzida de forma que os agregados maiores não chegam a sofrer as reações secundárias que provocam a formação de gel expansivo. Isto explicaria porque particularmente grãos médios ou grossos parecem provocar o efeito destrutivo sempre que houver ausência de areias reativas (PAULON<sup>71</sup>).

### d) CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO, RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO E CURA

As reações álcali-agregados somente ocorrem na presença de água ou vapor de água (ORCHARD<sup>70</sup>), sendo aceleradas em condições de molhagem e secagem alternadas. Esta umidade implica não somente nas condições ambientais, como na relação água/cimento e na cura, que pode ser deficiente e causar microfissuração do concreto.

Exposição em atmosfera de elevada umidade (acima de 80% segundo MOSKVIN<sup>67</sup>) pode resultar em rápida expansão dos componentes.

No que diz respeito à temperatura, a diminuição desta diminui as reações alcalinas, que praticamente sofrem uma pausa em temperaturas abaixo de 10-15°C (MOSKVIN<sup>67</sup>).

Os efeitos das reações álcali-agregados se manifestam nas superfícies expostas do concreto sob forma de fissuras aleatórias (mapeamento ou pele de crocodilo), que gradualmente aumentam em

número, abertura e extensão. Algumas vezes a formação de fissuras é influenciada pela geometria do componente ou pela armadura, podendo aparecer fissuras alinhadas paralelamente à armadura ou ao comprimento de um pilar ou uma viga (HOBBS<sup>48</sup>).

O concreto afetado pela reação álcali-sílica frequentemente apresenta exsudação de um gel de sílica que se deposita sobre as superfícies do concreto, endurecendo em contato com o ar. Em reações do tipo álcali-carbonato, este tipo de exsudação é insignificante ou mesmo inexistente.

Deve ser mencionado que a reação álcali-agregado desenvolve-se lentamente e que as fissuras superficiais em mapa não começam a aparecer antes de um ano do lançamento do concreto (PAULON<sup>71</sup>). De acordo com o CEB<sup>22</sup>, estas fissuras podem levar até cinco anos para se manifestarem.

## 2.6 Sobrecargas

A atuação de cargas pode produzir o fissuramento dos componentes de concreto armado sem que isso implique, necessariamente, em perda de estabilidade ou durabilidade da estrutura.

Segundo LEONHARDT<sup>61</sup>, a segurança é adequada quando a construção resiste - com suficiente margem do seu limite de ruína - às diversas ações e solicitações, garantindo capacidade de carga e estabilidade adequadas, boa capacidade de utilização em relação à finalidade prevista e durabilidade suficiente. Por conseguinte, devem ser consideradas, por um lado, as solicitações e por outro, os limites de ruptura das estruturas, comparando-os em seguida.

Em relação às solicitações, a NBR 6120/80<sup>10</sup> fixa as condições exigíveis para a determinação dos valores das cargas permanentes e acidentais que devem ser consideradas no projeto da estrutura das edificações.

As solicitações resultantes da carga de utilização devem ter suficiente margem de segurança (coeficiente de segurança) abaixo dos estados-limite da estrutura. A NBR 6118<sup>11</sup> distingue dois grupos de estados-limite:

- *Estado-limite último* (de ruína): estado correspondente à ruína por ruptura, por deformação plástica ex-

cessiva ou por instabilidade. No caso de estruturas de edifícios, deverá ser considerado o seguinte valor de cálculo da solicitação (seção 5.4.2.1).

$$S_d = 1,4 S_{gk} + 1,4 S_{qk} + 1,2 S_{ek}$$

onde:

$S_{gk}$  - solicitação proveniente de cargas permanentes uniformemente distribuídas (peso próprio, revestimentos, ...)

$S_{qk}$  - solicitação proveniente de cargas acidentais uniformemente distribuídas

$S_{ek}$  - solicitação devido a deformações próprias ou impostas.

Quando existirem ações acidentais de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, que causem solicitações  $S_{qk_1} > S_{qk_2} > S_{qk_3} \dots$  poderá  $S_{qk}$  na expressão anterior ser substituída por:

$$S_{qk_1} + 0,8 (S_{qk_2} + S_{qk_3} + \dots)$$

- *Estado-limite de utilização* (de serviço): estado de fissuração inaceitável (prejudicial ao uso ou durabilidade da peça) ou de deformação inaceitável. Em geral deverá ser considerada a solicitação de cálculo (seção 5.4.2.2).

$$S_d = S_{gk} + \chi S_{qk} + S_{ek}$$

onde

$\chi$  - coeficiente que define a relação entre a parcela de carga acidental que atua de maneira permanente (peso de móveis ou equipamentos, por exemplo) e a carga acidental. O valor de  $\chi$  será 0,7 para as estruturas de edifícios e 0,5 para as demais, ou poderá ser determinado para cada caso particular em que estão bem definidas as parcelas de carga acidental.

Existindo ações acidentais de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, poderá a solicitação de cálculo ser considerada com a seguinte expressão:

$$S_d = S_{gk} + \chi S_{qk_1} + 0,8 (\chi S_{qk_2} + \chi S_{qk_3} + \dots) + S_{ek}$$

A perda da capacidade de utilização em princípio é evitada por:

- *Limitação das deformações*: os valores-limite dependem inteiramente do tipo de utilização e da sensibilidade de outras partes da estrutura em relação a estas flechas. Devem ser estudadas as possíveis conseqüências indesejáveis das deformações e previstos os dispositivos necessários para evitá-las, adotando-se contra-flechas quando conveniente. A norma NBR6118, na seção 4.2.3., fornece alguns requisitos para o cálculo das deformações oriundas da flexão e torção e impõe limitações para as flechas calculadas, ou seja, "nas vigas e lajes das estruturas de edifícios, as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações (de acordo com 5.4.2.2), não ultrapassarão 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços, para os quais não ultrapassarão 1/150 do seu comprimento teórico".

- *Limitação da abertura das fissuras*: a fissuração devida à atuação de cargas é a única passível de ser controlada através do cálculo estrutural. Em geral, as fissuras são inevitáveis nas estruturas em concreto submetidas a esforços de flexão, torção, tração ou cortante; elas não apresentam inconveniência para a utilização se as aberturas forem limitadas com valores especificados, que dependem principalmente das exigências relativas à durabilidade, estética e funcionalidade. Os valores de abertura máxima permitida pela NBR 6118 são estabelecidos na seção 4.2.2, em função da agressividade do ambiente. Nesta mesma seção são fornecidas expressões para o cálculo do valor característico da abertura de fissuras, que não deve ser superior aos limites estabelecidos. CARMONA e HELENE<sup>18</sup> realizaram um estudo comparando as recomendações de algumas normas (norma inglesa CP110/72, norma americana ACI318/83, código modelo CEB-FIP/78, norma espanhola EM/82 e norma brasileira NBR6118) sobre o problema de fissuração, salientando as discrepâncias existentes entre elas. No caso de uma determinada laje submetida a flexão, os valores de aberturas de fissuras calculados de acordo com os vários códigos variaram de aproximadamente 0,17mm até valores superiores a 0,4 mm. A abertura máxima de fissura implica numa limitação da ten-



são de serviço das armaduras. É muito comum ter-se que aumentar a quantidade de armadura quando se faz a verificação à fissuração, principalmente quando se tem ambientes agressivos e, portanto, baixas limitações para a abertura de fissura.

No item 4.2.1 - Estado de formação de fissuras - a NBR-6118 diz:

*"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 da alínea a) por 1,5;"*.
- c) *as seções transversais planas permanecem planas. Deverá ser sempre levado em conta o efeito de 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".*

Na prática, THOMAZ<sup>8 9</sup> observa que as fissuras começam a surgir com tensões superiores à tensão prevista pela NBR 6118<sup>11</sup>, e apresenta outros critérios para previsão do início do fissuramento em peças fletidas que produzem valores bem mais aproximados da situação real.

As fissuras causadas pela atuação de cargas externas manifestam-se de diversas maneiras; a seguir serão analisadas as mais comuns <sup>24, 34, 36, 55, 59, 61, 66, 89</sup>:

#### a) Tração

A tração axial, ultrapassando a resistência do concreto, provoca fissuramento bastante regular e sempre perpendicular à direção do esforço atuante, atravessando toda seção (figura 2.25).

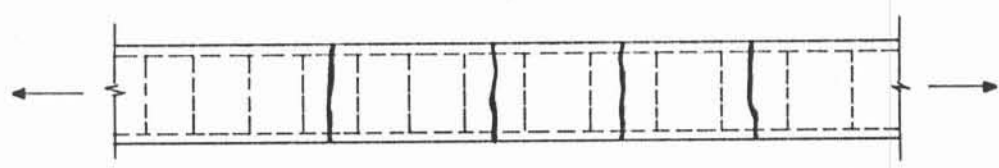


FIGURA 2.25 - Fissuras provocadas por esforços de tração em tirantes.

Estas fissuras formam-se mais ou menos simultaneamente e de maneira repentina, quando é alcançada a carga de ruptura.

b) *Compressão*

A compressão axial provoca diferentes formas de fissuração no concreto, dependendo da esbeltez do elemento e do grau de vinculação dos componentes.

O rompimento de um elemento sujeito a esforços de compressão pode ser comparado ao rompimento de corpos de prova de concreto. Caso não exista atrito entre o concreto e os pratos da prensa (sem vinculação), as fissuras formam-se paralelamente à direção dos esforços, sendo o traçado irregular e a separação variável devido à heterogeneidade do material (Figura 2.26). As diferenças entre os módulos de ruptura dos agregados graúdos e da argamassa, que chega a ser da ordem de 10 para 1, geram superfícies de cisalhamento, quando a carga é aplicada, paralelas à direção do esforço mas desviadas na presença dos agregados, fazendo com que as fissuras originadas deixem de ser paralelas, podendo vir a se cortar segundo ângulos agudos (Figura 2.27).

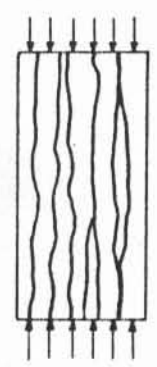


FIGURA 2.26 - Fissuras provocadas por esforços de compressão sem impedimento de deformação transversal.

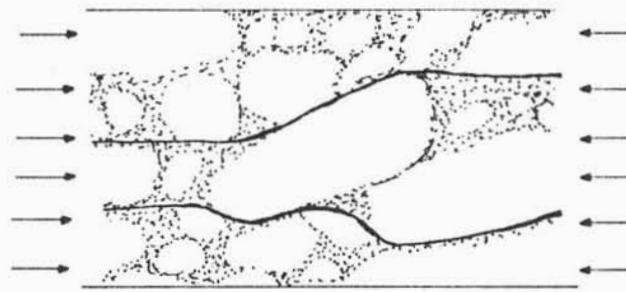
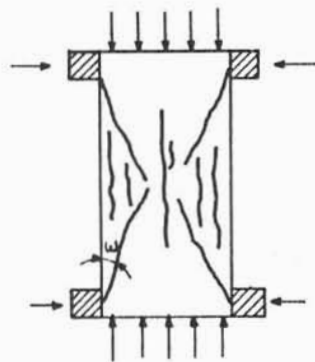


FIGURA 2.27 - Superfícies de cisalhamento entre os agregados e a argamassa, geradas pela diferença dos módulos de ruptura destes materiais.

Se houver atrito entre o concreto e os pratos da prensa, as fissuras seguem as isostáticas de primeira espécie (Figura 2.28). Este é o caso de elementos impedidos de se deformar em determinadas zonas, como ocorre em pilares engastados em suas extremidades.



$\omega$  - ângulo de atrito do concreto com o prato da prensa.

FIGURA 2.28 - Fissuras provocadas por esforços de compressão com impedimento de deformação transversal.

Em peças mais esbeltas podem intervir novos fatores (heterogeneidade do concreto ao longo do elemento, distribuição não uniforme dos esforços de compressão, etc.), dando origem a novas formas de manifestação de fissuras (Figura 2.29).

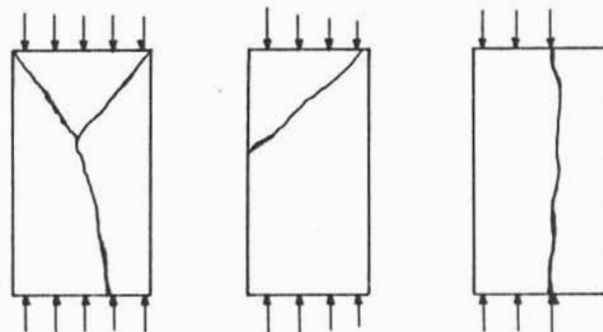


FIGURA 2.29 - Diferentes formas de fissuração no concreto por esforços de compressão.

As fissuras características provocadas por flexo-compressão (indicativas da flambagem do elemento) estão apresentadas na figura 2.30. Em geral são diversas fissuras de pequena abertura, no meio da altura útil do elemento, perpendiculares à armadura principal.

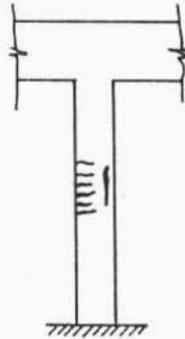


FIGURA 2.30 - Fissuras provocadas em elementos esbeltos por esforços de flexo-compressão.

A resistência do concreto à compressão é superior a sua resistência à tração cerca de dez vezes. Enquanto as fissuras originadas por esforços de tração aparecem de maneira súbita, as por compressão tornam-se visíveis com esforços inferiores aos de ruptura, podendo progredir com o decorrer do tempo.

### c) Flexão

#### VIGAS

No estado não fissurado, as tensões que agem nas vigas submetidas à flexão e cisalhamento podem ser analisadas considerando-se apenas estados planos de tensão. A figura 2.31a ilustra o andamento das trajetórias das tensões principais  $\sigma I$  e  $\sigma II$  correspondentes à família de planos perpendiculares ao plano de tensão nula, no caso de uma viga de seção transversal retangular uniformemente carregada. Quando num certo ponto a tensão principal de tração  $\sigma I$  atinge o valor da resistência do concreto à tração, dá-se a fissuração desse ponto. A partir daí, para carregamentos crescentes, as fissuras existentes vão se propagando, havendo também a formação de novas fissuras, até se atingir o estado-limite último do elemento (FUSCO<sup>39</sup>). Como se observa na figura 2.31b, as fissuras ocorrem perpendicularmente às trajetórias das tensões principais de tração. São praticamente verticais no terço médio do vão e apresentam aberturas maiores em direção à

face inferior da viga onde se encontram as fibras mais tracionadas, diminuindo de espessura à medida que se aproximam da linha neutra. Junto aos apoios, as fissuras inclinam-se aproximadamente à  $45^\circ$  com a horizontal, devido à influência dos esforços cortantes. Nas vigas altas esta inclinação tende a ser da ordem de  $60^\circ$ .

A abertura, espaçamento e quantidade de fissuras originadas por esforços de flexão dependem da tensão na armadura, da aderência entre o concreto e o aço (quanto melhor for a característica de aderência do aço, tanto menor será o espaçamento médio entre fissuras), do recobrimento (grandes cobrimentos correspondem normalmente a grandes espaçamentos) e da percentagem da armadura (a medida que a percentagem de armadura aumenta, o espaçamento diminui) (GOBETTI<sup>42</sup>).

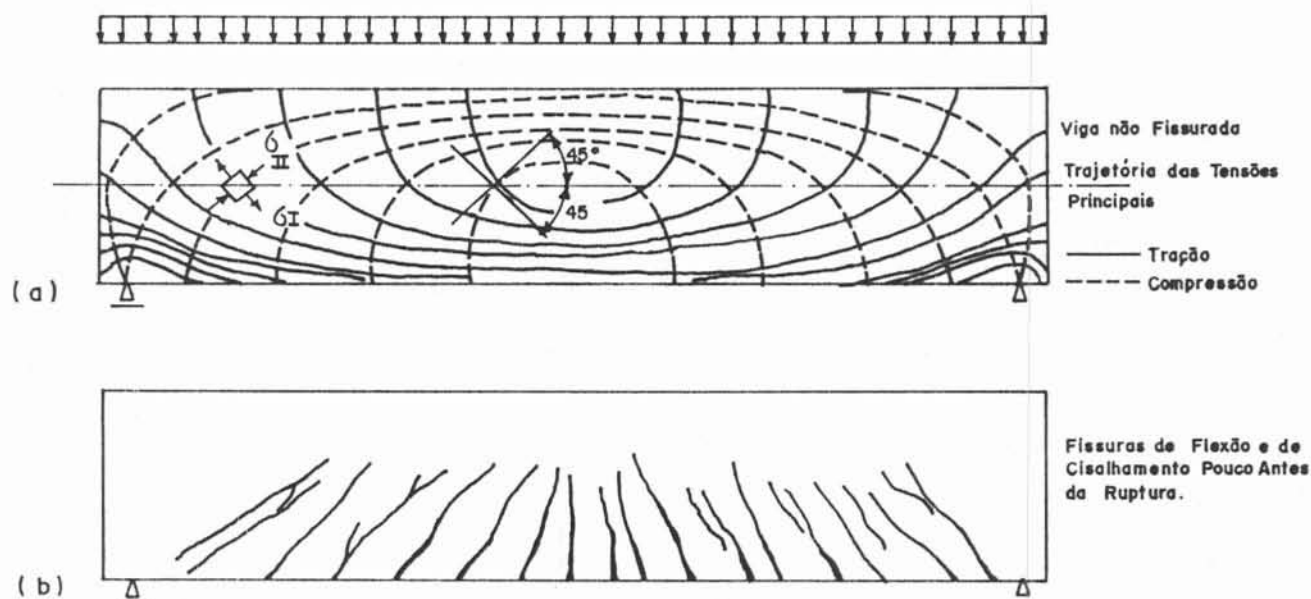


FIGURA 2.31 - Fissuras provocadas por esforços de flexão e cisalhamento em viga isostática.

No caso de flexão composta (flexo-compressão), é bem possível que a fissuração inicie na fibra mais comprimida, principalmente se o concreto for de qualidade muito baixa e a percentagem de armadura alta (Figura 2.32).

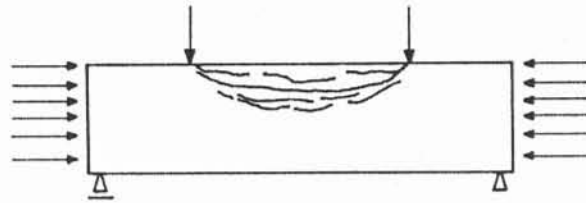


FIGURA 2.32 - Fissuras provocadas por esforços de flexo-compressão em viga isostática.

### LAJES

Em lajes próximas ao colapso, ou seja, para a carga limite, formam-se "linhas de ruptura" (fissuras de grande abertura no concreto) bem caracterizadas, nas quais o aço atinge o escoamento. Ao longo das linhas de ruptura criam-se rótulas plásticas. A direção e o desenvolvimento das linhas de ruptura dependem do carregamento, das condições de apoio, da relação entre os lados e do tipo, direção e seção transversal da armadura.

Os esforços solicitantes que surgem nas linhas de ruptura são momentos de ruptura, forças cortantes e forças nodais. Ao longo das linhas de ruptura a força cortante é nula, porque ali o momento é máximo. Entretanto, podem surgir forças cortantes nos apoios e nos pontos de intersecção das linhas de ruptura (forças nodais). Se a linha de ruptura não se desenvolver perpendicularmente a uma das direções  $x$  e  $y$  da armadura, surge, então, além do momento fletor de ruptura, um momento volvente perpendicular à linha de ruptura.

Para lajes com grandes vãos, os momentos volventes que se desenvolvem nas proximidades dos cantos da laje podem produzir fissuras inclinadas, constituindo com estes cantos triângulos aproximadamente isósceles (Figura 2.33).



FIGURA 2.33 - Fissuras na face superior de uma laje simplesmente apoiada provocadas pelos momentos volventes.

De acordo com JOHANSEN<sup>56</sup>, a linha de ruptura entre duas partes de uma laje passará pelo ponto de intersecção dos respectivos eixos de giro. Para uma parte que esteja apoiada ao longo de um lado, o eixo de rotação coincidirá com ele. Assim, para uma laje retangular apoiada nos quatro lados submetida a carregamento uniformemente distribuído, o aspecto das fissuras na ruptura será conforme apresentado na figura 2.34.

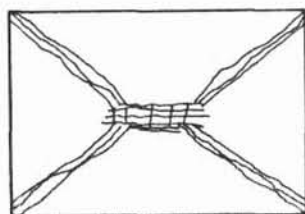


FIGURA 2.34 - Fissuras na face inferior de uma laje simplesmente apoiada com carga uniformemente distribuída.

Outro tipo de fissura que pode surgir quando não existe armadura negativa entre painéis de lajes construtivamente contínuas, porém projetadas como simplesmente apoiadas, é aquela que aparece na face superior da laje, acompanhando aproximadamente o seu contorno (Figura 2.35).

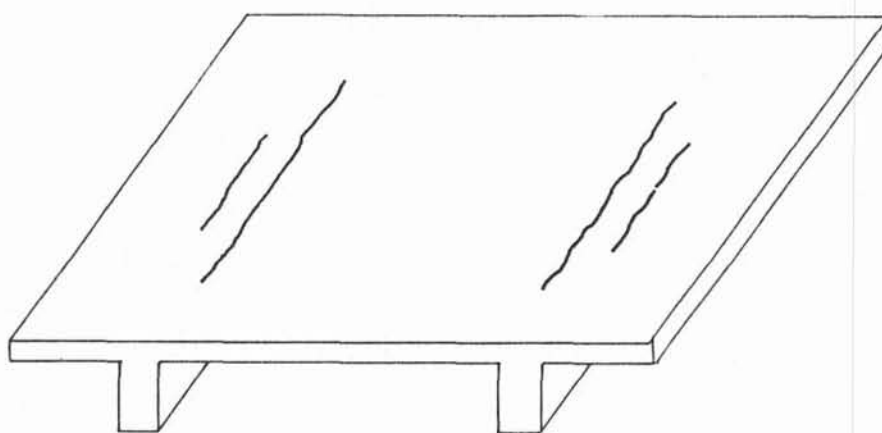


FIGURA 2.35 - Fissuras na face superior de lajes contínuas calculadas como simplesmente apoiadas.

A figura 2.36 representa o caso de esmagamento da face superior da laje (fibras mais comprimidas) quando a resistência do concreto à compressão for baixa.

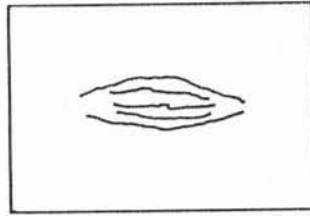


FIGURA 2.36 - Fissuras na face superior de uma laje provocadas por esforços de flexão-compressão.

As fissuras de flexão normalmente aparecem com esforços bastante inferiores aos de ruptura, não representando perigo iminente.

d) *Cisalhamento*

As fissuras de cisalhamento puras (que não se originam de fissuras de flexão) são perpendiculares às fibras tracionadas; podem começar na alma da viga, progredir até alcançar a armadura, terminando por chegar até o ponto de aplicação da carga, dividindo a viga em duas partes (Figura 2.37).

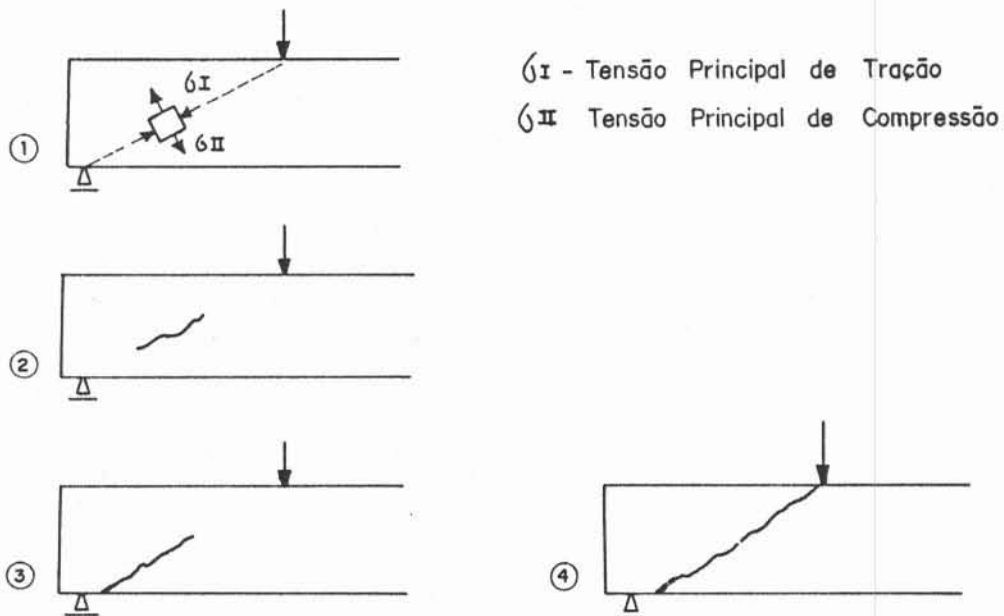


FIGURA 2.37 - Fissura em viga provocada por esforços de cisalhamento.

Ao contrário das fissuras de flexão, o mecanismo de ruptura por cisalhamento pode ser rápido, levando a viga ao colapso.



e) Torção

Uma viga, solicitada à torção pura, apresenta apenas tensões transversais de torção que, em todo perímetro, são inclinadas de 45° e 135° em relação ao eixo dos x; as trajetórias das tensões estendem-se em espiral, cruzando-se entre si, em torno da viga (Figura 2.38).

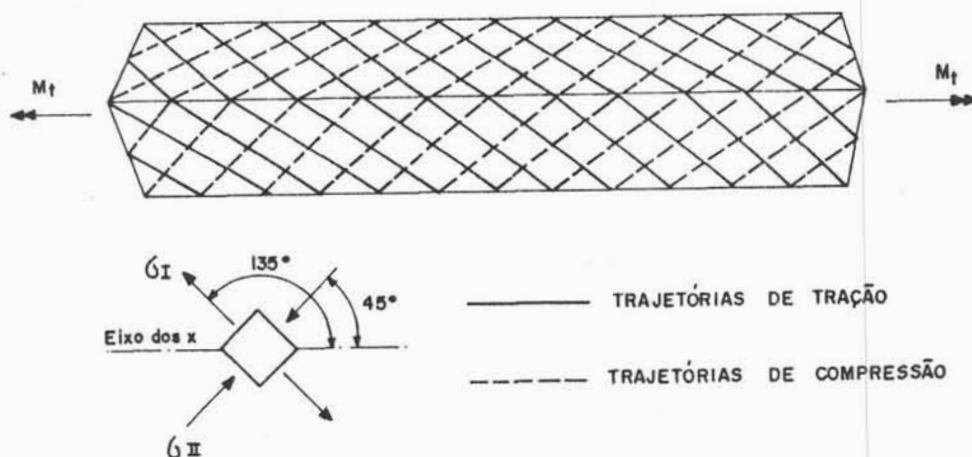


FIGURA 2.38 - Trajetórias das tensões principais para a solicitação de torção simples.

Assim, as fissuras provocadas por esforços de torção aparecem em todas as faces livres do elemento estrutural, com desenvolvimento helicoidal (45° em relação ao eixo da barra), como se observa na figura 2.39.

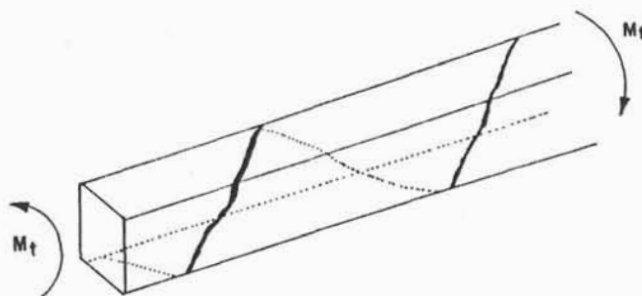


FIGURA 2.39 - Fissuras em viga solicitada à torção

2.7 - Detalhes construtivos

Aproveitando as palavras de MORAES<sup>66</sup>, pode-se dizer que "o cálculo estrutural representa ferramenta importante para determinar as dimensões das peças estruturais; entretanto, os cál-

culos mais sofisticados em nada ajudam se não houver um detalhamento satisfatório".

Não há dúvida que as disposições construtivas e as precauções a tomar na execução das obras se revestem de importância igual, se não superior, a dos cálculos.

A norma brasileira NBR 6118<sup>11</sup> coloca uma série de restrições e exigências quando se refere ao detalhamento de projetos estruturais, corrigindo muitas distorções que normalmente ocorriam quando se detalhava uma estrutura de concreto armado. No entanto, uma série de erros na concepção e execução dos detalhes construtivos continuam aparecendo e, muitas vezes, dando origem a um grande número de fissuras.

Não sendo possível realizar uma classificação completa, dada a multiplicidade de casos que podem ocorrer, procura-se apresentar os mais frequentes <sup>19, 36, 58, 61, 66</sup>:

a) *Consoles ou mísulas*: Consoles carregados diretamente transmitem cargas verticais e horizontais através de um banzo tracionado, situado na parte superior, e de uma biela inclinada de compressão (Figura 2.40a.). A superfície de apoio deve ser menor que a abrangida pela armadura do banzo, a fim de garantir a integridade dos bordos do console. Isto deve ser assegurado, também, com uma distribuição uniforme de pressões na superfície do contato do apoio através, por exemplo, de placas de neoprene. (Figura 2.40b.). Só se pode usar barras de banzo dobradas para baixo, junto à face frontal do console, quando a placa de apoio ficar atrás do início da curvatura (Figura 2.40c.) e não existirem cargas horizontais grandes, pois, de outro modo, o bordo dianteiro superior do console pode fissurar. Em consoles estreitos, com cargas elevadas, é recomendável evitar este tipo de barras.

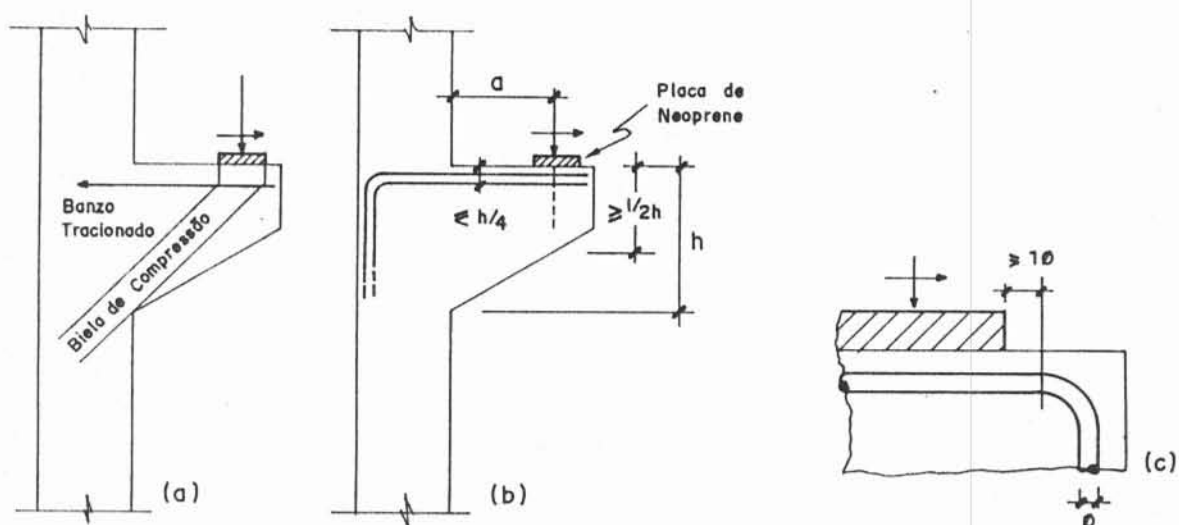


FIGURA 2.40 - Armaduras adequadas para consoles.

b) *Forças devido a mudanças de direção de peças tracionadas ou comprimidas*: Em qualquer local em que ocorra uma mudança de direção das barras tracionadas ou comprimidas da armadura e, também, de esforços de compressão no concreto, surgem forças devido à mudança de direção - empuxo ao vazio, que devem ser levadas em conta no dimensionamento e, em geral, exigem uma armadura especial. Em cantos reentrantes com pequenos ângulos ( $\alpha < 15^\circ$ ), as barras da armadura podem ser dobradas e a força que surge devido à mudança de direção deve ser ancorada por meio de estribos (Figura 2.41b). Outra possibilidade, que também pode ser utilizada para ângulos  $\alpha > 15^\circ$ , é o cruzamento das barras tracionadas com prolongamentos retos e devidamente ancoradas no concreto (Figura 2.41c).

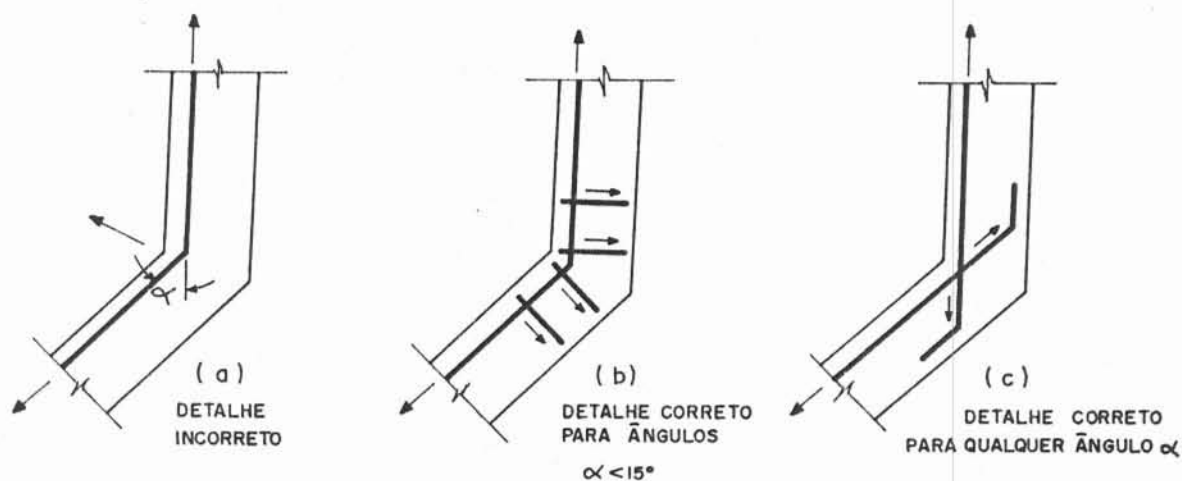


FIGURA 2.41 - Armaduras adequadas para cantos reentrantes.

Quando existirem barras com curvatura contínua, no bordo côncavo de uma peça estrutural, solicitadas à tração, são necessários estribos para absorver o empuxo ao vazio, como se observa na figura 2.42. Barras solicitadas à compressão, no bordo convexo, devem ser ancoradas de modo análogo.

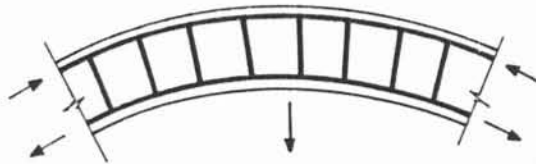


FIGURA 2.42 - Armaduras adequadas para uma peça estrutural com curvatura contínua.

Situação análoga em que também há necessidade de uma armadura transversal especial ocorre com os cantos salientes comprimidos (Figura 2.43).

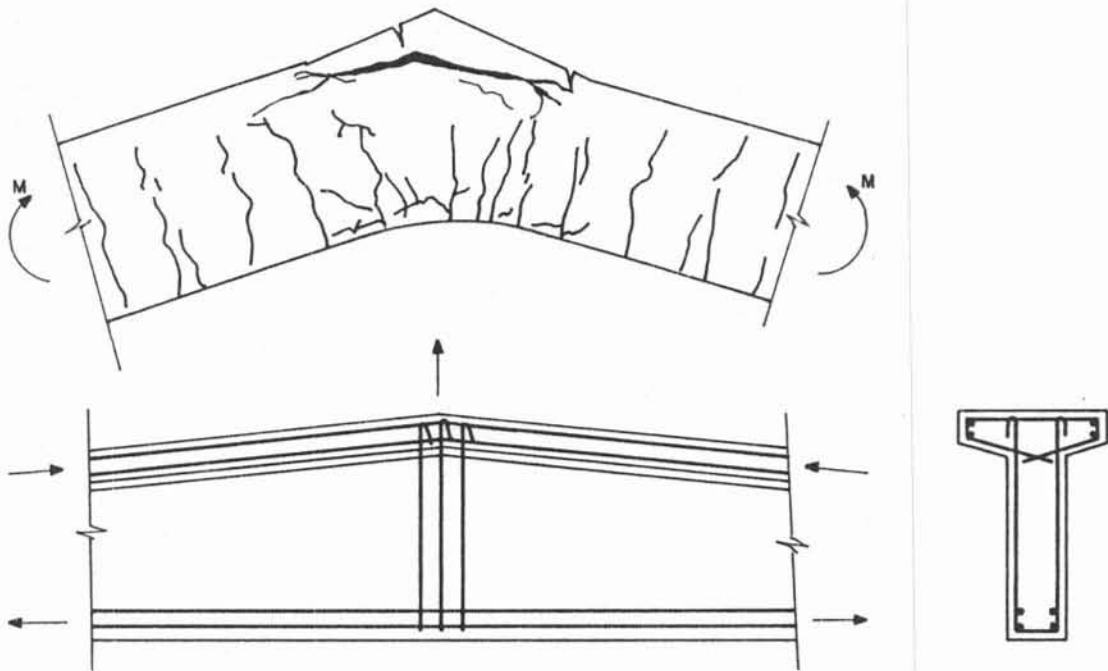


FIGURA 2.43 - Armaduras adequadas para elementos com cantos salientes comprimidos.

Note-se que nos cantos salientes tracionados não há necessidade de armaduras transversais especiais, pois a força transversal produz compressão no concreto, como se observa na figura 2.44. No entanto, é preciso garantir um adequado raio de

dobramento das barras longitudinais, a fim de evitar a ruptura por fendilhamento no plano de dobramento.

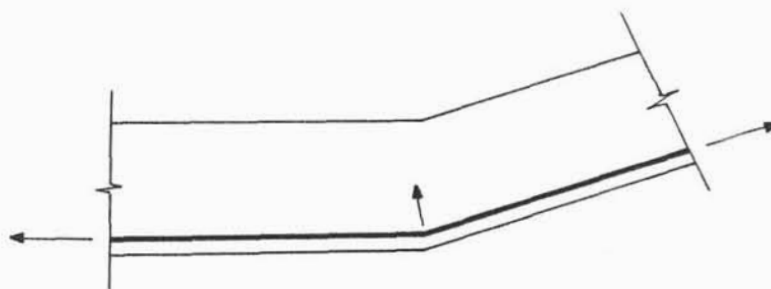


FIGURA 2.44 - Detalhe dos esforços em um canto saliente tracionado.

Na figura 2.45 são apresentados outros casos em que surgem forças devido à mudança de direção, com a disposição correta das armaduras para absorvê-las.

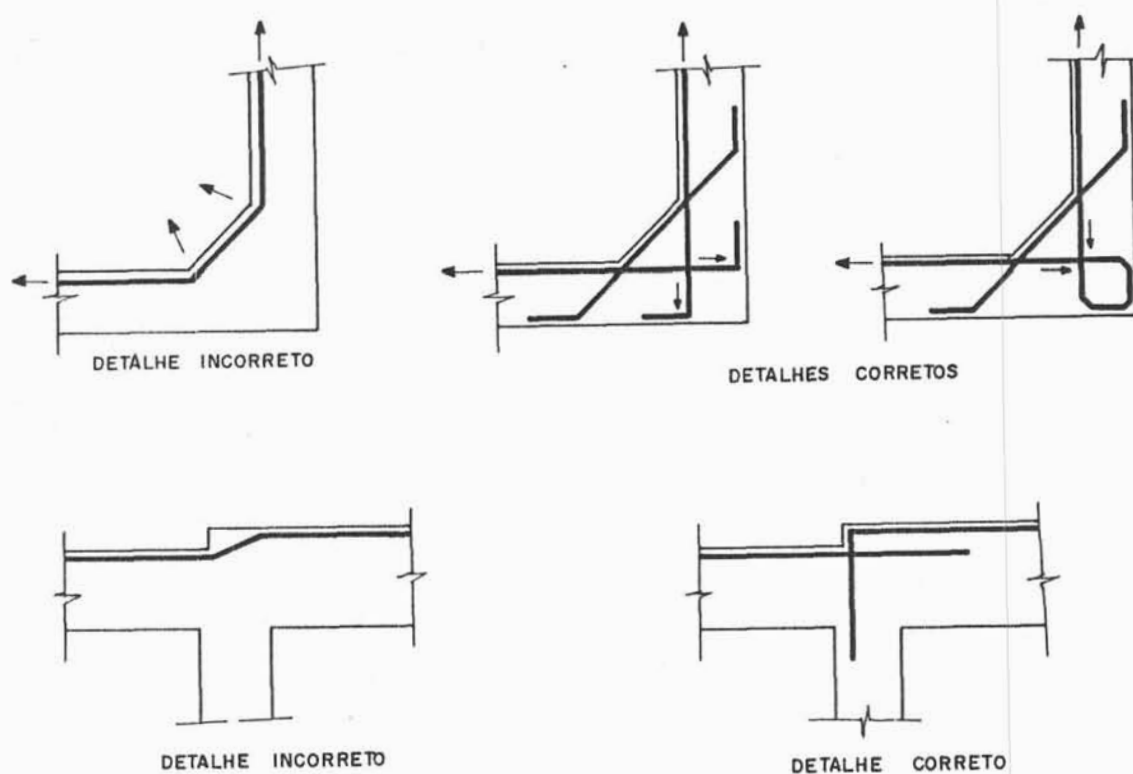


FIGURA 2.45 - Disposição das armaduras para absorver o empuxo ao vazio.

Especial atenção deve ser prestada ao arranjo das armaduras dos nós dos pórticos, onde podem existir desvios angulares muito grandes dos esforços longitudinais, com o conseqüente aparecimento de apreciáveis esforços secundários, por efei-

to de uma redistribuição de tensões (Figura 4.46). Há a necessidade de colocação de diferentes armaduras transversais, a fim de evitar a fissuração da região do nó.

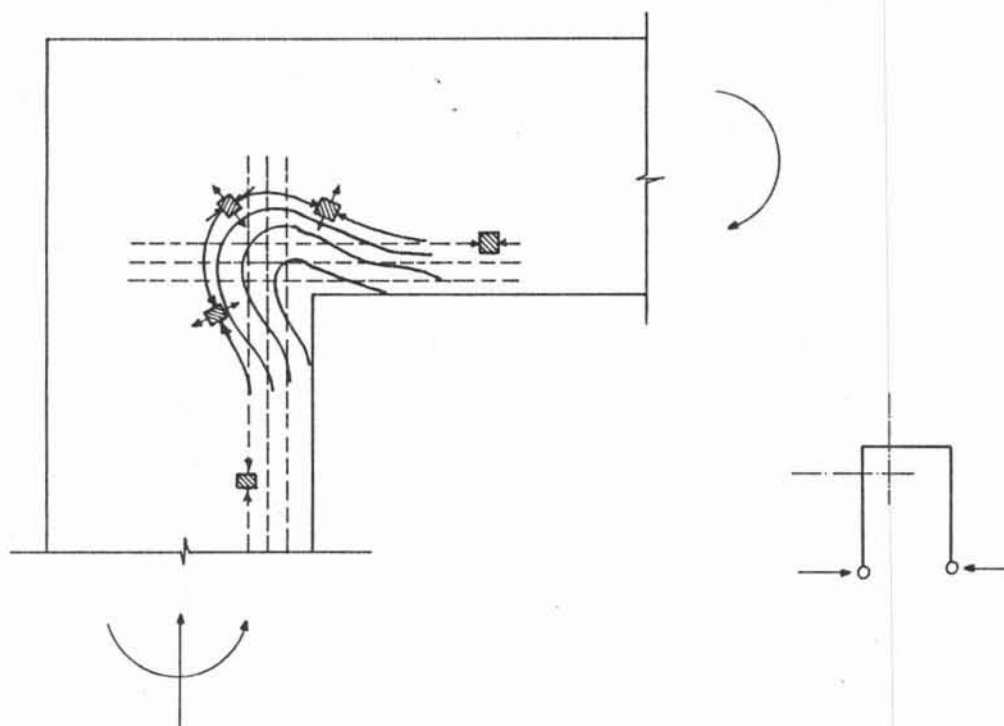


FIGURA 2.46 - Distribuição de tensões em nós de pórticos.

c) *Transmissão indireta de cargas:* Como o concreto não é adequado à transmissão de esforços de tração, cargas penduradas embaixo devem ser levadas para cima. Para isso é necessário que exista um tirante - armadura de suspensão que transmita a carga aos elementos comprimidos da peça de apoio. Considerando duas vigas de alturas diferentes, em que a mais alta (I) apóia na de menor altura (II), a armadura de suspensão necessária pode ser constituída por estribos que envolvam a armadura longitudinal da viga mais alta (Figura 2.47a) ou pelo prolongamento da própria armadura longitudinal da viga I, que deverá ser bem ancorada na parte de cima (Figura 2.47b).

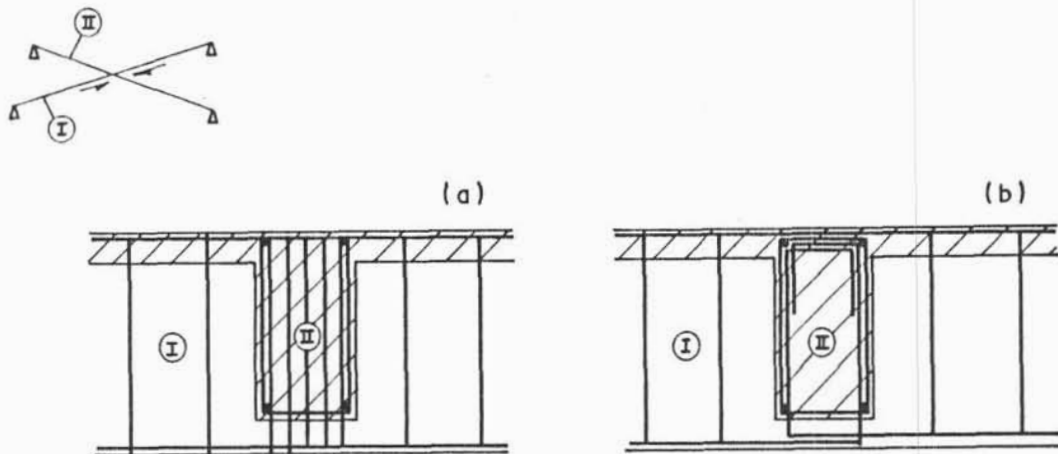


FIGURA 2.47 - Transmissão indireta de cargas por meio de armadura de suspensão.

d) *Estribos em pilares*: A armadura transversal de pilares, constituída por estribos, tem por finalidade manter a armadura longitudinal na posição e evitar a flambagem da mesma. No entanto, estes estribos somente garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas e situadas no máximo em uma distância de  $20 \phi t$  ( $\phi t$  é o diâmetro do estribo) se nesse trecho houver no máximo duas barras além da do canto. Para as barras situadas fora destes limites, é necessária a adoção de estribos suplementares, dispostos no plano dos estribos que envolvem a seção, com o mesmo espaçamento e o mesmo diâmetro (Figura 2.48).

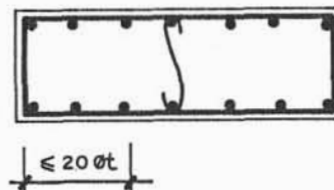


FIGURA 2.48 - Estribos suplementares em pilares.

Fissuras verticais, muito perigosas, podem ser formadas em pilares por falta de estribos, resultante do deslocamento no momento da concretagem, ou da omissão consciente dos mesmos nas

zonas dos nós (ou passagem através de vigas), como se vê na figura 2.49.

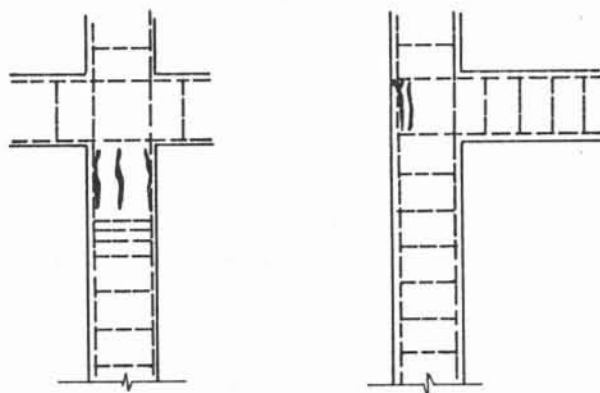


FIGURA 2.49 - Rompimento de pilares por falta de estribos.

e) *Aberturas em lajes e vigas*: A presença de aberturas em lajes e vigas ocasiona uma acentuada concentração de tensões pela perturbação no andamento das isostáticas. O comportamento resistente de lajes com aberturas depende muito da posição, do tamanho e da forma de abertura. No caso de aberturas retangulares com dimensões inferiores a um quinto do vão, basta dispor as barras da armadura resistente, que teoricamente cairiam na abertura, de acordo com o fluxo de forças, como armadura adicional nos lados da abertura, concentrada nos bordos. Nas vigas, só se pode executar aberturas no trecho onde existe força cortante, se permanecerem, na alma, as bielas de compressão importantes ou pórticos fechados suficientemente rígidos (Figura 2.50). Nos trechos onde a força cortante é pequena, é possível executar aberturas maiores. Aberturas circulares são mais favoráveis do que com ângulos reentrantes. As aberturas com comprimento superior à metade da altura da viga devem ser levadas em conta no dimensionamento.

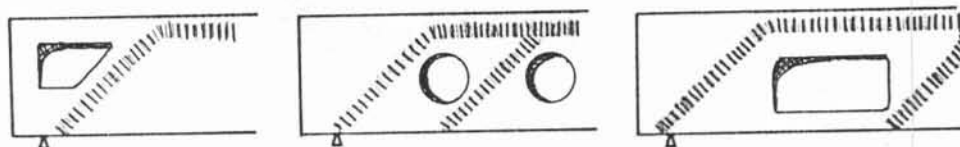


FIGURA 2.50 - Vigas com aberturas na alma.



f) *Lajes em balanço*: Em relação às lajes em balanço, é necessário estar consciente de pequenos detalhes que podem ocasionar fissuras ou até mesmo o colapso do componente. O primeiro deles diz respeito ao deslocamento ou posicionamento incorreto das barras da armadura, que deveriam manter um cobrimento regular da face superior da laje (Figura 2.51).

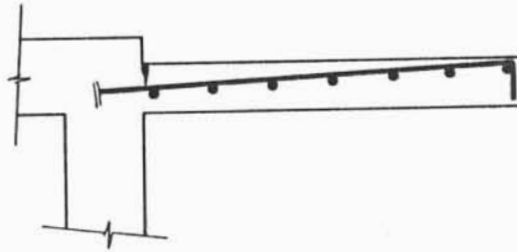


FIGURA 2.51 - Fissura da laje em balanço por deslocamento da armadura da posição correta.

Outro exemplo comum se refere a balanços sucessivos com fechamento em alvenaria, conforme mostra a figura 2.52. Pode ocorrer que o primeiro balanço suporte, além da carga da alvenaria do seu próprio pavimento, parte da carga dos pavimentos superiores que lhe são transmitidas pela deformabilidade dos outros balanços. Isto gera um aumento de tensões para as quais a estrutura não está calculada.

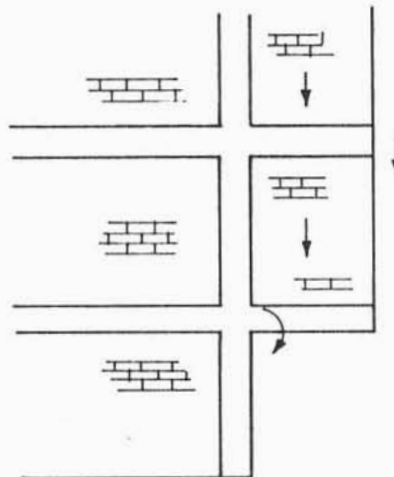


FIGURA 2.52 - Transmissão de cargas de um balanço para o outro, por deformabilidade da laje.

Quanto ao escoramento, durante a execução, deve-se estar atento para não apoiar os balanços superiores nos inferiores, caso já tenham sido retiradas as escoras que conduzem as cargas até o solo. Além disso, é necessário conhecer o comportamento estrutural de um balanço para não permitir a retirada parcial do escoramento, deixando apenas os apoios da extremidade livre, o que modifica completamente as solicitações para as quais o elemento foi projetado (tração nas fibras superiores e compressão nas inferiores).

g) *Ancoragem inadequada*: A força de tração a ser ancorada, na zona de ancoragem, deve estar em equilíbrio com a força de compressão no concreto. A força de compressão propaga-se pelo concreto, a partir da extremidade da barra, dando origem a tensões principais de tração e compressão, cujas trajetórias estão mostradas na figura 2.53. Quando o cobrimento de concreto for pequeno em relação ao diâmetro da barra ou quando o espaçamento entre barras for pequeno, ocorre o risco de aparecerem grandes fissuras longitudinais ou mesmo de romper o cobrimento de concreto devido aos esforços de fendilhamento resultantes da soma das tensões de tração transversais à barra.

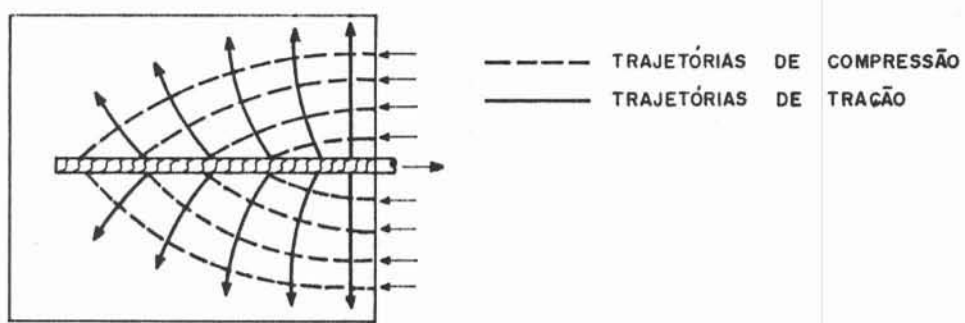


FIGURA 2.53 - Desenvolvimento das trajetórias das tensões principais na zona de ancoragem de uma barra de armadura.

h) *Eletrodutos embutidos nas lajes*: É comum encontrar, na face inferior de lajes, fissuras que convergem ao ponto de luz (Foto 2.6). Estas fissuras são produto de diferentes mecanismos que se sobrepõe: em primeiro lugar, resultam da falta de cobrimento de concreto aos eletrodutos; além disso, o concreto sob as canalizações pode estar sujeito a movimentações térmicas e por secagem. Como este problema não pode ser atribuído unica-

mente a falhas de detalhes construtivos, deverá ser tratado como um item independente para efeito dos levantamentos realizados no capítulo IV.

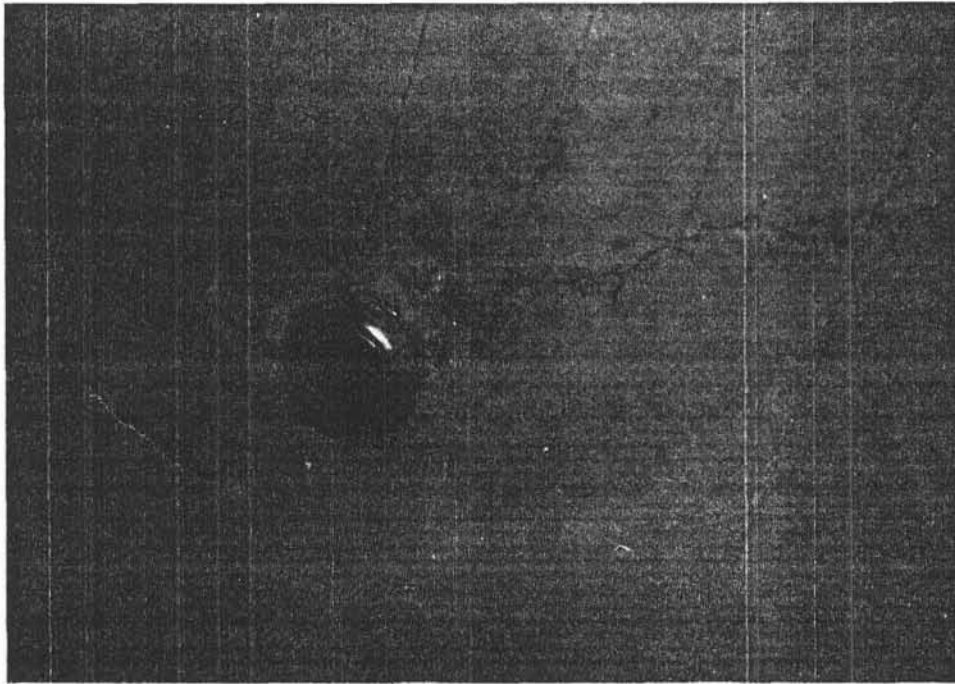


FOTO 2.6 - Fissura típica causada pela presença de eletrodo embutido na laje.

## 2.8 - Fundações

Nas condições naturais, os solos são constituídos por partículas sólidas em contato, entremeadas por água, ar e não raras vezes material orgânico; sob a ação 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 edificação, serão introduzidas tensões na estrutura da mesma, podendo gerar o aparecimento de fissuras.

O recalque admissível de uma estrutura, isto é, a quantidade de recalque que uma estrutura pode tolerar, depende de vários fatores, entre eles o tipo de estrutura, a sua altura, a sua rigidez, função e localização, e a magnitude, velocidade e distribuição do recalque.

No projeto de fundações, MILITITSKY<sup>6 5</sup> sugere dois critérios que devem ser satisfeitos:

- deve ser assegurado um adequado coeficiente de segurança à ruptura;

- os recalques devem ser mantidos dentro de limites razoáveis, especialmente os recalques diferenciais que são os que causam maiores problemas às estruturas.

Na verdade é difícil prever recalques devido à dificuldade de considerar a geometria do subsolo, as propriedades do solo (compressibilidade, módulos elásticos, etc.), a interação dos diversos elementos estruturais (grau de vinculação), a redistribuição da carga à medida que a estrutura se assenta diferencialmente, e o fator tempo. Quanto mais lentamente se desenvolver o recalque, maiores serão os recalques que uma estrutura é capaz de suportar sem sofrer danos, devido à deformação lenta da estrutura (SIMONS E MENZIES<sup>8 6</sup>). Portanto, os critérios de recalque são diferentes para prédios assentes sobre areia e sobre argila. Além disso, nem sempre é possível, na prática, determinar com precisão as variações de espessura e compressibilidade das várias camadas subjacentes de uma estrutura. Por estes motivos, a observação tem sido utilizada como base para propor limites toleráveis de recalques.

Devido a que os recalques totais máximos podem ser previstos com alguma precisão, ao contrário dos recalques diferenciais, é usual relacionar os recalques admissíveis com os recalques máximos. Baseados nos trabalhos de SKEMPTON e MACDONALD, SIMONS e MENZIES<sup>8 6</sup> fornecem os seguintes limites de projeto para recalques máximos:

Fundações isoladas em argila	65mm
Fundações isoladas em areia	40mm
Fundações em radier em argila	65 a 100mm
Fundações em radier em areia	40 a 65mm

SKEMPTON e MACDONALD, considerando informações adicionais, fizeram proposições para relacionar os recalques máximos admissíveis com a distorção angular, definida como a diferença de recalque entre dois pontos, dividida pela distância horizon-

tal entre eles; a tabela 2.6 mostra os tipos de danos que podem ser esperados para diversos valores da distorção angular, podendo-se notar que os danos a elementos estruturais ocorrerão com distorções maiores dos que causarão problemas às alvenarias.

TIPO DE PROBLEMA	DISTORÇÃO ANGULAR
Dificuldades com máquinas sensíveis a recalques	1/750
Perigo para estruturas aporticadas com diagonais	1/600
Límite para prédios onde não se permitem fissuras	1/500
Límite para os casos em que pequenas fissuras em painéis de paredes são toleradas ou onde se esperam dificuldades devido a pontes rolantes	1/300
Límite para o caso onde o desaprumo de um prédio alto pode ser perceptível	1/250
Fissuração considerável em painéis de parede e de tijolo. Limite de segurança para paredes flexíveis de tijolo, onde $h/L < 1/4$	1/150
Límite para os casos em que podem ocorrer danos estruturais	

TABELA 2.6 - Correlação proposta entre o tipo de problema estrutural e a distorção angular.

A tabela 2.7, desenvolvida por MILITITSKY<sup>65</sup>, apresenta um sumário das recomendações de diferentes autores para valores limites de distorção angular.

	SKEMPTON/MACDONALD	MEYERHOF	POLSKIN/TOKAR	BJERRUM
Dano estrutural	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuração em paredes e divisórias (recomendado 1/500)	1/300	1/500	1/500 (1/1000 para cantos externos)	1/500

TABELA 2.7 - Valores limites de distorção angular para edificações estruturadas em concreto armado e alvenarias portantes armadas.

Os valores limites de distorção angular para danos estruturais em edificações referem-se a elementos estruturais de dimensões médias. Certamente não são aplicáveis a vigas ou pilares excepcionalmente grandes e rijos, cujos valores limites de distorção angular poderão ser menores e deverão ser avaliados através da análise estrutural específica.

Na figura 2.54 são demonstradas as relações entre recalques máximos, recalques diferenciais e distorções angulares obtidas por BJERRUM e apresentadas por SIMONS e MENZIES<sup>86</sup>.

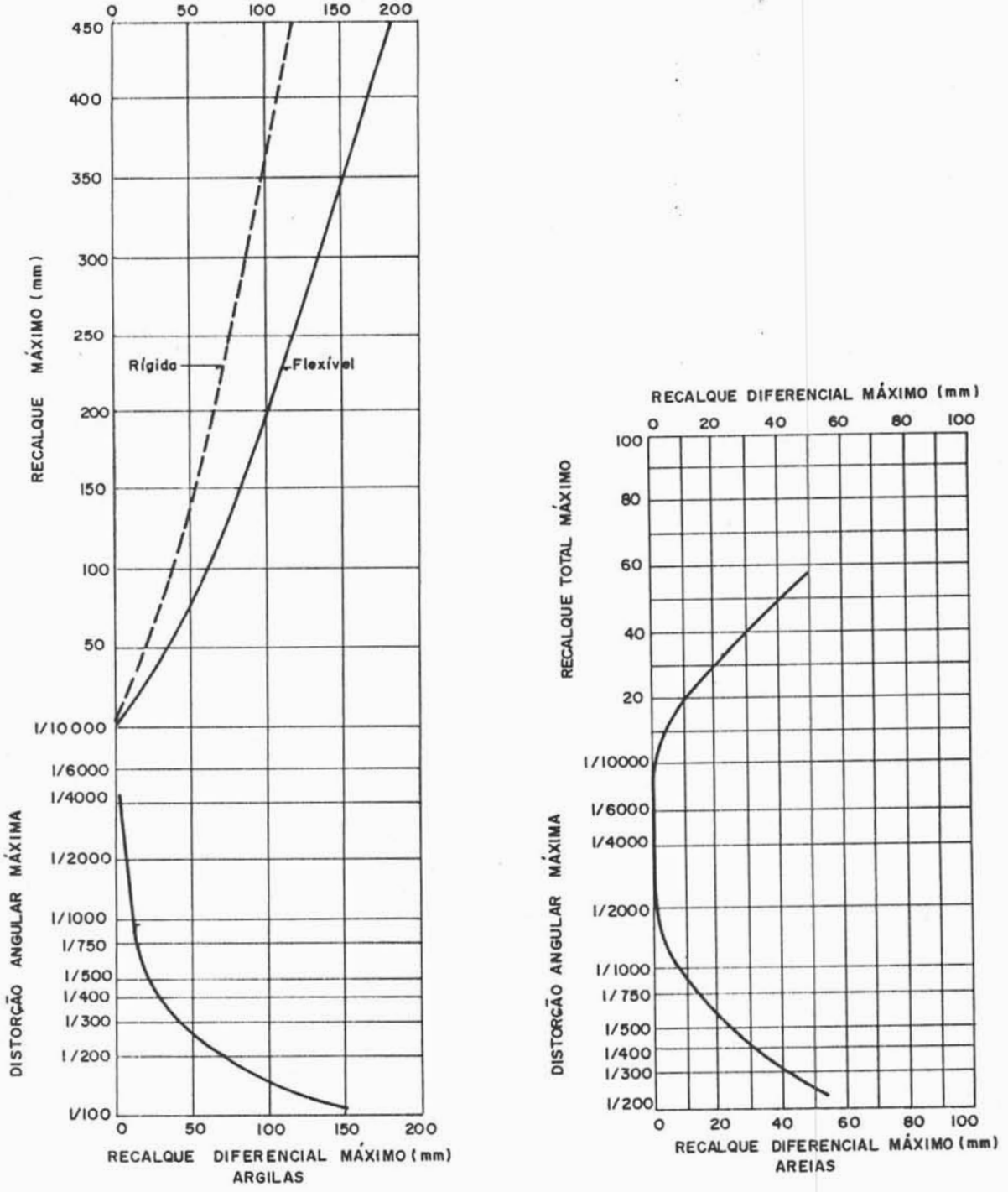


FIGURA 2.54 - Relação entre recalque total máximo, recalque diferencial máximo e distorção angular máxima em argilas e areias.

Os recalques de edificações podem ter várias causas, das quais as mais frequentes são as classificadas nos quatro grupos seguintes (VARGAS<sup>95</sup>):

- Recalques normais: provenientes da compressão do solo de fundação, sob a ação das cargas do edifício, quando as pressões aplicadas ao terreno estão abaixo de uma pressão crítica de escoamento do mesmo. Tais recalques são previsíveis e calculáveis.

- Recalques indeterminados: provenientes de escoamento visco-plástico do solo quando as pressões aplicadas ultrapassam a pressão crítica do escoamento. Tais recalques são, em teoria, previsíveis, porém indeterminados, pois crescem indefinidamente sem necessidade de aumento das pressões. Praticamente, entretanto, tais recalques aparecem imprevisivelmente como resultado ou de um erro de avaliação das cargas aplicadas ou de um desconhecimento da natureza, resistência ou compressibilidade real do terreno. O limite superior desses recalques dá-se quando se estabelece o processo de ruptura do terreno de fundação.

- Recalques por deteriorização das fundações: oriundos do apodrecimento de estacas de madeira; da deteriorização do concreto de sapatas, estacas, tubulões ou blocos de fundação pela ação de solos e águas agressivas; e da corrosão de estacas de aço. Tais recalques seriam, em tese, previsíveis e evitados pelas medidas normais de proteção das fundações.

- Recalques imprevisíveis: provenientes da construção (figura 2.55) ou escavação (figura 2.56) vizinha; abaixamento do nível do lençol d'água subterrâneo; passagem de túneis ou galerias sob ou próximo da fundação; defeitos não percebidos na construção das fundações, como, por exemplo, falhas na concretagem de estacas; e outros.

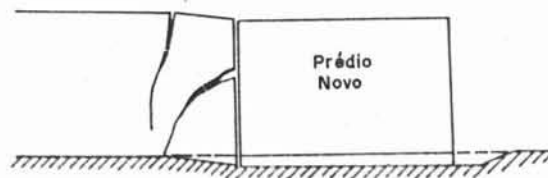


FIGURA 2.55 - Recalque proveniente da sobrecarga da construção limdeira, executada sobre radier (MAÑA<sup>64</sup>).

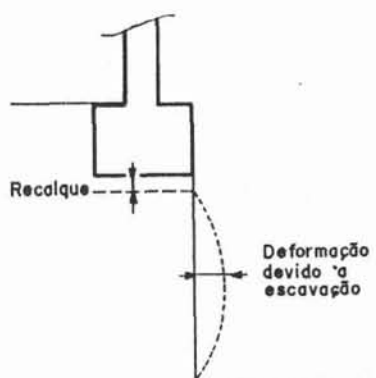


FIGURA 2.56 - Recalque de fundação superficial proveniente da deformação do solo devido à escavação (MAÑA<sup>64</sup>).

RANSON<sup>77</sup> alerta que os recalques podem ainda ser decorrentes da perda de água através do crescimento de vegetação. Raízes de árvores podem extrair grandes quantidades de água do solo (50.000 litros, em um ano, no caso de álamos) e se esta perda de umidade se der abaixo ou próximo a fundações existentes, pode ocasionar recalques nas edificações. As raízes se desenvolvem e alcançam comprimentos que variam com o tipo e tamanho da árvore, mas podem chegar a atingir duas vezes a própria altura.

A sintomatologia dos recalques nas edificações, que são construídas, geralmente, com materiais de baixa resistência à tração, são fissuras que surgem em superfícies que tem a propriedade de serem o lugar geométrico das normais aos esforços de tração. Na figura 2.57 são apresentados os diagramas dos esforços que se produzem em uma estrutura em pórtico de concreto armado, no caso de um recalque em pilar central e um recalque em pilar de extremidade (MAÑA<sup>64</sup>).



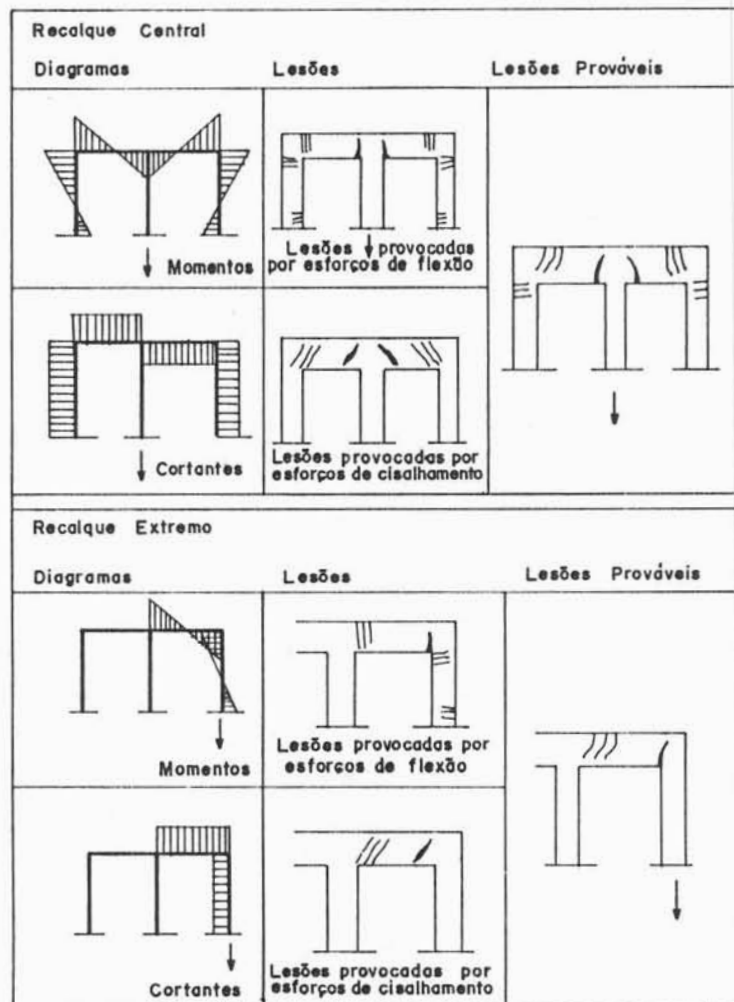


FIGURA 2.57 - Recalques em estruturas de concreto armado em pórtico.

Em paredes de concreto as fissuras desenvolvem-se, em geral, à  $45^\circ$ , seguindo as isostáticas de compressão (Figura 2.58).

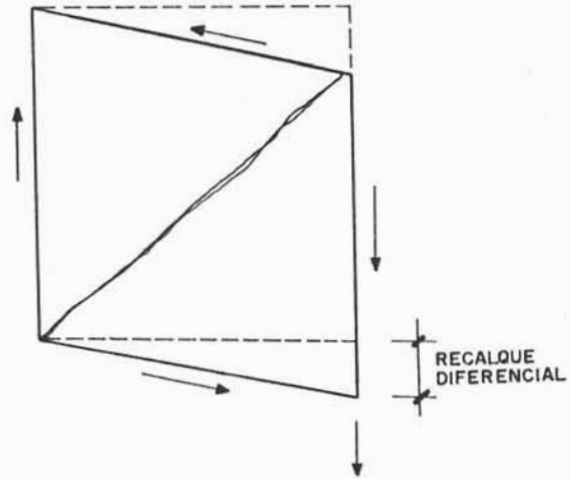


FIGURA 2.58 - Fissura em parede de concreto por recalque diferencial (URIEL ORTIZ<sup>94</sup>).

Os movimentos laterais de fundações causam, segundo FELD<sup>35</sup>, maiores danos que os movimentos verticais (recalques) da mesma magnitude.

### 3. CONSEQUÊNCIAS DA FISSURAÇÃO NO CONCRETO ARMADO

A existência de fissuras na superfície de uma estrutura de concreto armado é parte integrante e inerente ao próprio material, tendendo a se agravar pelo aproveitamento, cada vez maior, das resistências dos materiais e, em particular, do aço, que trabalha a elevadas tensões de serviço.

Mesmo que todas as medidas preventivas sejam tomadas, nem sempre é possível evitar completamente o aparecimento de fissuras. É preciso, no entanto, compatibilizar o grau de fissuração dos concretos com os aspectos de *durabilidade*, *deformabilidade*, *estanqueidade* e *estética* adequados às condições de utilização previstos originalmente para a estrutura.

#### 3.1 Influência da fissuração na durabilidade das estruturas

A existência de fissuras nos elementos de concreto armado compromete a durabilidade das estruturas por facilitar a penetração de agentes agressivos à armadura e à própria massa do concreto. Assim sendo, tanto a *abertura das fissuras* como o *ambiente que se insere a estrutura* são fatores determinantes das consequências do fenômeno de fissuração.

O estabelecimento dos valores máximos admissíveis das aberturas de fissuras varia em função de cada norma e se referem às fissuras transversais às armaduras (as longitudinais não são abordadas nas diferentes normas).

A Norma Brasileira NBR 6118<sup>11</sup>, na Seção 4.2.2, considera que o estado de fissuração é prejudicial ao uso ou à durabilidade da peça quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassa 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.

Supõe, ainda, que a condição acima ocorre, com razoável probabilidade, quando se verificam simultaneamente as seguintes desigualdades:

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

$$\frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{tk}} > \begin{cases} 1 \text{ para a alínea a} \\ 2 \text{ para a alínea b} \\ 3 \text{ para a alínea c} \end{cases}$$

onde:

$\sigma_s$  = tensão na armadura (tensão em serviço).

$\phi$  = diâmetro das barras (em mm).

$\rho_r$  = taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto interessada pela fissuração ( $\rho_r = A_s / A_{cr}$ ).

$\eta_b$  = coeficiente de conformação superficial das barras da armadura (coeficiente de aderência da barra ao concreto), nunca maior que 1,8 para o uso das expressões acima.

$E_s$  = módulo de deformação longitudinal do aço.

$f_{tk}$  = resistência característica do concreto à tração.

O valor limite da abertura das fissuras em função do ambiente (alínea a, b, c) pode ser majorado de até 25% desde que o cobrimento da armadura longitudinal à tração seja superior ao mínimo estabelecido pela NBR 6118.

A primeira fórmula refere-se ao caso de fissuração sistemática (Teoria Básica da Fissuração), enquanto a segunda corresponde à fissuração não sistemática (Teoria da Dupla Ancoragem).

A fissuração é considerada sistemática quando ocorre em condições nas quais as tensões de tração que deveriam atuar so-

bre o concreto ultrapassam a resistência à tração do mesmo. A fissuração assistemática é a que ocorre eventualmente num ponto, devido a motivos outros que a solicitação, a qual normalmente não é suficiente para provocar a fissura. Esta fissura poderá ter sua origem, por exemplo, devido à existência no ponto de uma junta de concretagem (BURMAN <sup>17</sup>).

De acordo com o apresentado, a fissuração devido à atuação de cargas é a única passível de ser controlada através do cálculo estrutural.

Além dessas fissuras analiticamente calculadas e previstas por efeitos mecânicos a partir do projeto estrutural, devem ser consideradas as fissuras decorrentes dos demais esforços e ações atuantes, como as fissuras de retração, de origem térmica, de recalques diferenciais e outras. Estas podem ser evitadas ou minimizadas através de cuidados especiais durante o projeto, especificações de materiais, execução e manutenção (uso) da estrutura. Na opinião de CARMONA E HELENE <sup>18</sup> estas são as fissuras que, na maioria dos casos, mais comprometem a durabilidade. Além disso, podem atuar como fator de concentração de tensões, bastando que atue cerca de 50% de uma dada solicitação mecânica geradora de fissura, para prosseguir uma fissura já iniciada por alguma outra ação atuante.

Um dos motivos de maior importância que justifica a necessidade de controlar a abertura de fissuras numa estrutura é a grande influência que elas possuem na perda de proteção das barras da armadura, com relação à *corrosão*. Na região da fissura, a carbonatação, bem como agentes agressivos eventualmente presentes na atmosfera, tendem a penetrar mais rapidamente em direção à armadura, se comparado a um concreto não fissurado.

A influência da abertura de fissura no processo de corrosão, de acordo com o CEB 166 <sup>23</sup>, é relativamente pequena dentro dos limites usuais (até 0,4 mm).

No entanto, CARMONA e HELENE <sup>18</sup>, analisando diversas pesquisas experimentais de diferentes autores, afirmam que a abertura de fissura influe no sentido de aumentar a corrosão observada principalmente nos primeiros dois anos, diferenciando fissuras de 0,1 mm das de 0,25 e 0,4 mm. Considerando os estudos

de REEBY<sup>16</sup>, para idades mais longas (dez anos) e desde que o cobrimento seja adequado (espessura e qualidade do concreto), essa influência da abertura passa a ter menor importância. Cabe salientar que esses estudos foram executados em vigas (corpos de prova) submetidos a diferentes ambientes, sem ação de cargas nem qualquer outra solicitação.

Os resultados da análise anterior são confirmados por BURMAN<sup>17</sup>, que faz a seguinte consideração:

*"A abertura de fissuras influenciam apenas o tempo necessário para que se inicie o processo de corrosão, o qual é desprezível perante o tempo de vida útil para o qual é projetada uma estrutura".*

Com relação à carbonatação, o efeito da fissura é o de permitir a penetração mais profunda de  $\text{CO}_2$  no interior do concreto, fazendo com que a armadura embebida em concreto sofra corrosão assim que o concreto envolvente se torne carbonatado.

Para avaliar a profundidade de penetração da carbonatação em função do tempo, SCHIESSL<sup>8 5</sup> sugere a seguinte expressão:

$$Y_t = k \sqrt{wt}$$

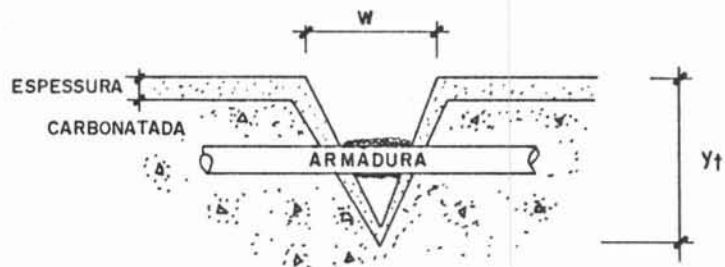


FIGURA 3.1 - Profundidade de penetração da carbonatação em uma fissura.

onde:

$y_t$  = profundidade de penetração da carbonatação numa fissura.

$w$  = abertura de fissura.

$t$  = tempo.

$k$  = constante dependente do concreto e do ambiente.

Para concretos normais este valor situa-se em torno de 0,5.

É ainda importante, no caso de fissuração transversal, levar em conta a suscetibilidade das armaduras à corrosão, ou seja, a consideração da bitola e da natureza da armadura (por exemplo, quanto menores forem as bitolas, maiores serão as exigências de limitação das fissuras).

As fissuras ortogonais às armaduras são, na maioria dos casos, menos nocivas que as longitudinais devido ao fato de, no caso das fissuras transversais, a corrosão estar confinada a uma pequena área superficial, sendo mínimo o risco de lascamento do revestimento de concreto e conseqüente aceleração do processo de corrosão (CEB <sup>23</sup>).

### 3.2 Influência da fissuração na perda de estanqueidade

Uma das conseqüências da existência de fissuras nos componentes de concreto é a perda de estanqueidade da edificação. Sem dúvida, tanto a água exterior, nos seus vários estados, pode penetrar através de fissuras existentes nos elementos da estrutura quanto pode ocorrer a perda de líquidos pela fissuração eventualmente existente em depósitos de contenção.

O aumento do custo da estrutura, com métodos e dispositivos especiais de construção, necessários para evitar a formação de fissuras, depende do tipo de utilização previsto para a mesma, e só é viável economicamente, na opinião de CARMONA e HELENE <sup>18</sup>, em obras especiais de retenção de líquidos agressivos.

A perda de estanqueidade pela existência de fissuras nos elementos de concreto pode provocar diversas conseqüências, entre as quais:

- a) Aparecimento de manchas de umidade. Neste caso, ocorre uma variação na cor da superfície do concreto ou da argamassa de revestimento, seja pelo acúmulo de água e resíduos retidos através da fissura (foto 3.1), seja por manchas de óxido que denotam um início de corrosão das armaduras. (Foto 3.2)

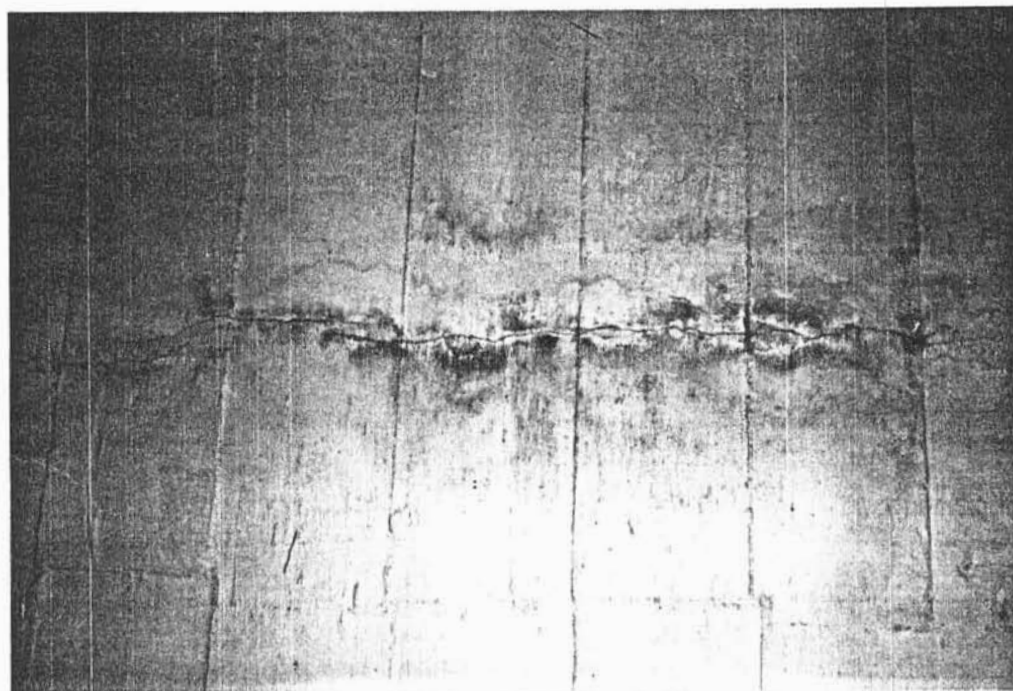


FOTO 3.1 - Alteração da cor da superfície do concreto pela presença de umidade e resíduos nas fissuras.



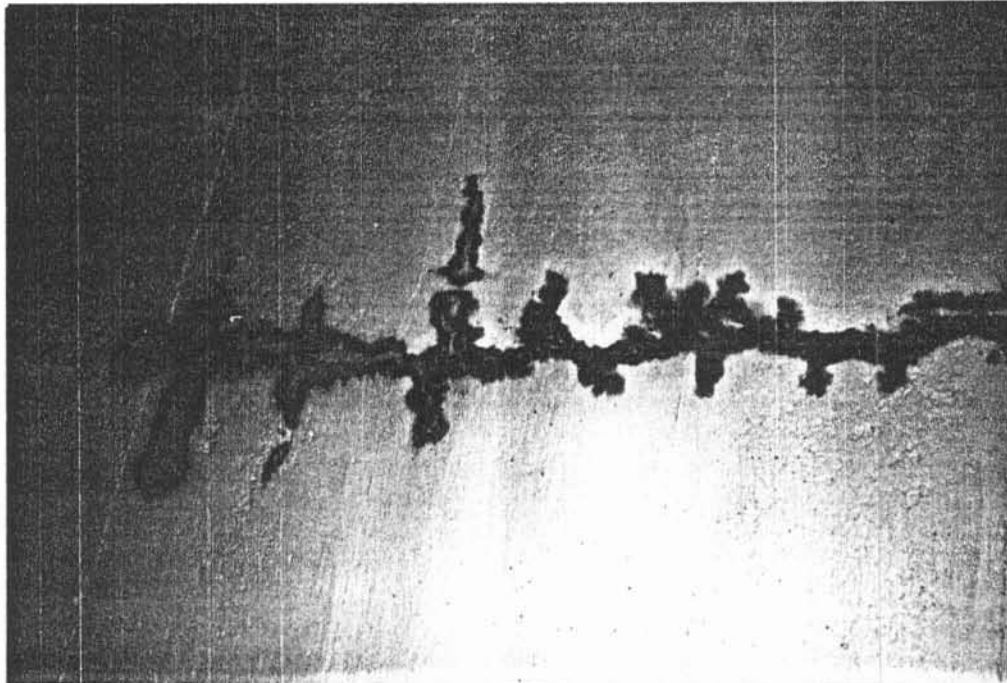


FOTO 3.2 - Mancha de óxido na superfície do concreto pela falta de estanqueidade provocada pela fissuração.

- b) Formação de eflorescência. A eflorescência é causada por três fatores igualmente importantes: o teor dos sais solúveis presentes nos materiais ou componentes, a presença de água e a pressão hidrostática para propiciar a migração da solução para a superfície (UEMOTO<sup>93</sup>). Pela ação da água o elemento fica saturado e os sais são dissolvidos. A solução migra para a superfície e por evaporação resulta na formação de um depósito salino de cor branca. A modifica-

ção no aspecto visual é grande em casos onde há um contraste entre a cor do sal e a base sobre a qual se deposita. De acordo com NEVILLE<sup>68</sup>, a eflorescência, fora o aspecto de lixiviação, só tem importância devido ao efeito sobre a aparência do concreto (foto 3.3).

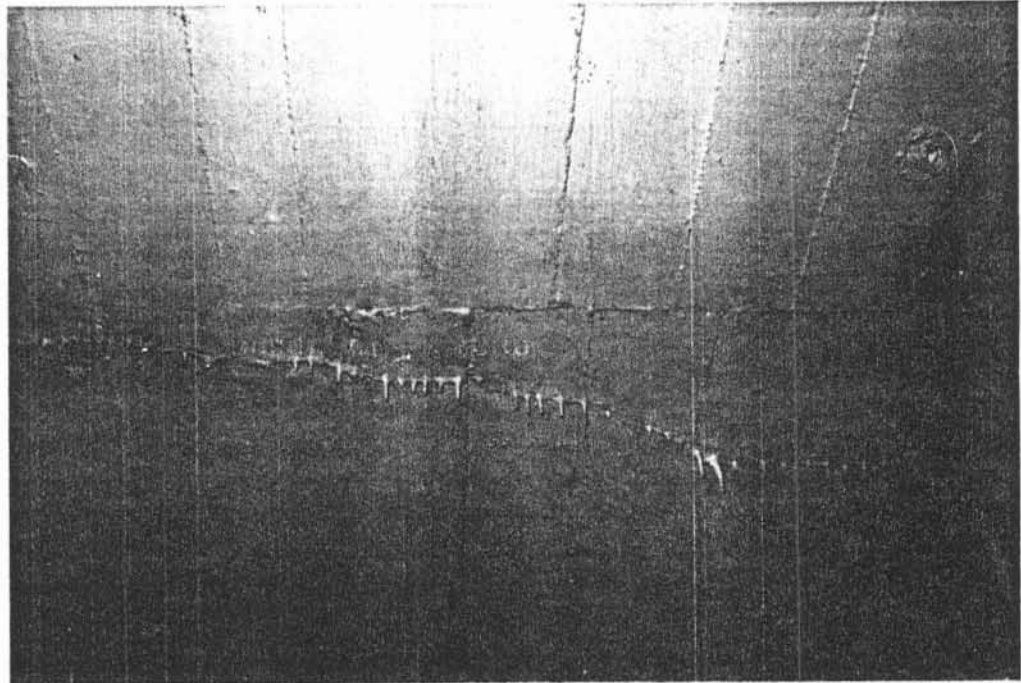


FOTO 3.3 - Eflorescência como consequência da fissuração.

- c) Desenvolvimento de bolor. O emboloramento é consequência do desenvolvimento de microorganismos pertencentes ao grupo de fungos, que necessitam um teor de umidade elevado no material onde se desenvolvem ou de uma umidade relativa bastante elevada no ambiente (ALLUCI e FLAUZINO<sup>3</sup>). Nas edificações, estes fungos promovem a decomposição de diferentes tipos de componentes, principalmente revestimentos. As alterações provocadas nas superfícies emboloradas exigem, muitas vezes, a recuperação ou reaplicação de revestimentos, gerando custos adicionais. Além disso, o

crescimento de bolor está associado à existência de um alto teor de umidade no componente atacado e esta umidade pode interferir na habitabilidade da edificação (foto 3.4).

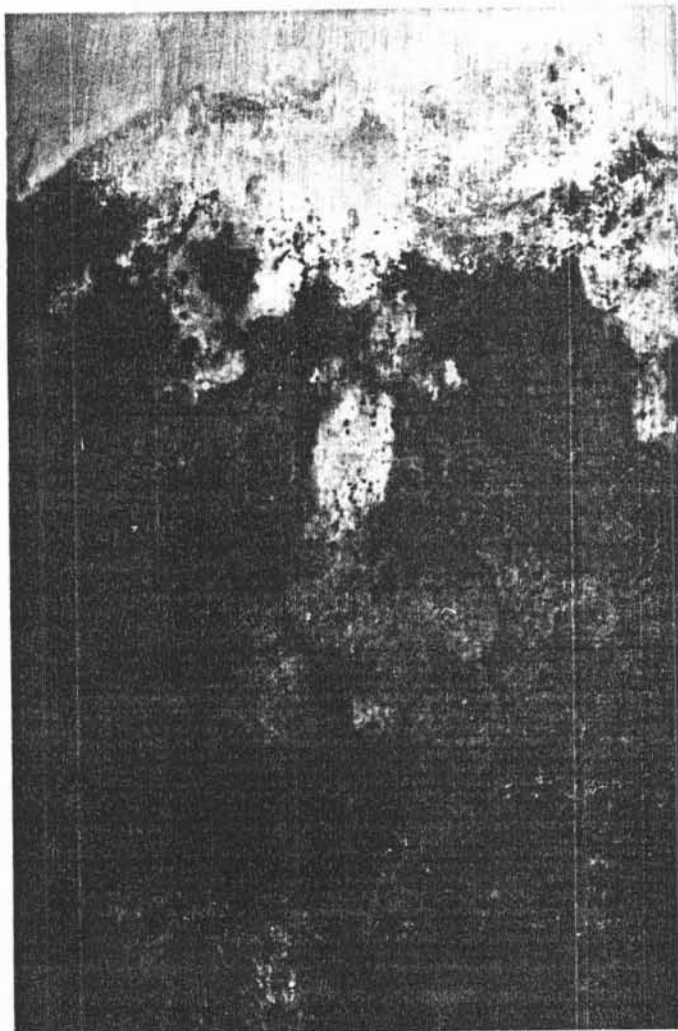


FOTO 3.4 - Desenvolvimento de bolor na superfície fissurada de uma cortina de concreto.

- d) Deterioração dos revestimentos internos. A infiltração de água através de fissuras pode favorecer a deterioração de determinados revestimentos internos que não são compatíveis com a umidade, como é o caso de papéis de parede, forros falsos de gesso ou madeira, e outros. No caso de tintas impermeáveis,

a efluorescência deposita-se entre a película de tinta e a camada do revestimento, comprometendo a aderência entre ambas. Estas tintas são também responsáveis pela formação de vesículas ou bolhas que resultam da percolação da água que se acumula entre o revestimento e a tinta (CINCOTTO<sup>20</sup>).

### 3.3 Influência da fissuração na estética das estruturas

A fissuração do concreto, muitas vezes, afeta a aparência e estética das estruturas. Um aspecto não negligenciável é o efeito psicológico de perda de segurança que a fissura transmite aos usuários de uma edificação. Realmente, aos olhos do leigo, as fissuras quase sempre constituem um perigo iminente para a estabilidade da construção.

Assim, no cálculo dos elementos da estrutura que vão ficar aparentes, é imprescindível atender a limitação da fissuração, que deve ser conservada tão pequena quanto possível; para COUTINHO<sup>28</sup>, as aberturas das fissuras não devem ultrapassar 0,1 mm, incluindo as devidas às tensões instaladas e às variações de volume provocadas pela temperatura e umidade.

Quando a aparência for determinante, isto é, quando for preciso evitar fissuras visíveis, é preciso limitar o espaçamento entre as barras da armadura (a abertura da fissura aumenta com o espaçamento entre barras quando a tensão de tração na direção considerada não diminui).

De acordo com os estudos realizados por SANTIAGO e PERDIX<sup>81</sup>, não há diferenças significativas no impacto causado a leigos entre fissuras com aberturas de 0,05 a 0,25 mm.

A abertura máxima admissível de uma fissura em função da estética é dependente de fatores como a posição do observador e do tipo e aspecto final de acabamento da estrutura, sendo difícil estabelecer um único valor ideal. Para CARMONA e HELENE<sup>18</sup>, o valor de 0,3 a 0,4 mm adotado pela maioria das normas parece ser um limite razoável.

### 3.4 Influência da fissuração na deformabilidade das estruturas

A deformabilidade dos diversos elementos de uma estrutura é responsável pela sua configuração final e pela distribuição interna dos esforços. No entanto, o aparecimento de fissuras numa peça de concreto armado altera fundamentalmente a sua deformabilidade, podendo com isso causar um relaxamento ou uma redistribuição dos esforços internos.

BURMAN<sup>17</sup> apresenta, para alguns casos típicos de solicitações (viga de concreto armado sujeita a uma carga axial de tração, viga de concreto armado, bi-engastada, sujeita a uma variação uniforme de temperatura, etc.), onde a fissuração do concreto exerce papel preponderante no comportamento da estrutura, a determinação analítica das rigidezes locais e globais, considerando a colaboração do concreto tracionado entre fissuras.

Entende-se por rigidez local a rigidez média do trecho afetado por uma fissura, enquanto que a rigidez global diz respeito à rigidez da viga como um todo, afetada pela existência de um dado número de fissuras.

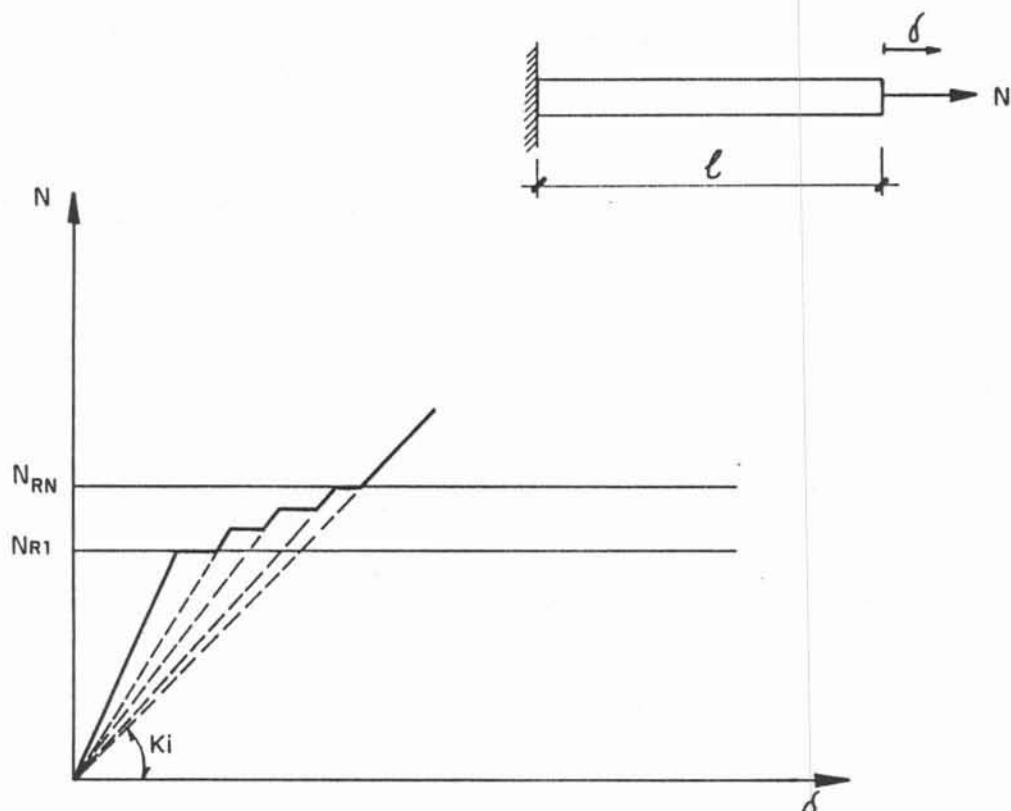
Dois gráficos resultantes dos desenvolvimentos de BURMAN<sup>17</sup> são apresentados a seguir, para se ter uma idéia de que maneira o surgimento de fissuras no concreto introduz uma não linearidade no comportamento da estrutura.

#### CASO 1

DEFORMABILIDADE DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO SUJEITA A UMA CARGA AXIAL DE TRAÇÃO.

Inicialmente, enquanto a peça é íntegra, sem fissuras, todo o concreto colabora na resistência da peça. Ao abrir a primeira fissura, há uma queda brusca de rigidez, na região junto à fissura.

O desenvolvimento do deslocamento da extremidade livre ( $\delta$ ) em função da força normal aplicada na viga ( $N$ ), está representado na figura 3.2, onde se pode notar que a cada abertura de uma nova fissura, há um ressalto no deslocamento da extremidade livre, e uma queda na rigidez total da peça.



- $K$  - rigidez da peça em relação a cargas axiais.  
 $N$  - força normal aplicada na extremidade da viga.  
 $\delta$  - deslocamento da extremidade livre, devido à aplicação de  $N$

FIGURA 3.2 - Comportamento de uma viga de concreto armado submetida a um carregamento axial de tração.

Para avaliar a perda de rigidez em termos quantitativos, pode-se utilizar o seguinte exemplo prático:

- Um tirante de concreto, com  $f_{ck} = 18$  MPa, de 5 metros de comprimento, com seção  $25 \times 25$  cm, submetido a um esforço axial de tração de 300 kN aplicado na extremidade da peça e uma taxa de armadura de 1,6% (peça armada com  $8\emptyset 12,5$ mm). A rigidez inicial ( $K_i$ ) será:

$$K_i = \frac{N}{g} = \frac{E_c \cdot A_h}{l}, \text{ onde}^{17}$$

$N$  = força normal aplicada na extremidade do tirante  
 $g$  = deslocamento da extremidade livre, devido à aplicação de  $N$

$E_c$  = módulo de deformação longitudinal do concreto  
 $A_h$  = área da seção transversal homogeneizada  
 $l$  = comprimento da viga.

Neste caso,

$$E_c = 0,9 \times 6.600 \sqrt{f_{ck} + 3,5} = 27.543 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210.000}{27.543} = 7,62$$

$$A_h = A_c + \alpha A_s = 25 \times 25 + 7,62 \times 10 = 701 \text{ cm}^2$$

$$K_i = 386.153 \text{ kN/m}$$

Ao abrir a primeira fissura há uma queda de rigidez na região junto à fissura. A influência desta fissura estender-se-á a um trecho  $\pm S_o$  para cada lado da fissura que, de acordo com o CEB<sup>24</sup>, pode ser estimado por:

$$S_o = K_1 K_2 \frac{\emptyset}{\rho}, \text{ onde:}$$

$K_1$  e  $K_2$  = constantes determinadas experimentalmente

$K_1 = 0,4$  para barras de alta aderência

$K_2 = 0,25$  para tração axial

$\emptyset$  = diâmetro de armadura

$\rho$  = taxa de armadura

$$S_o = 0,4 \times 0,25 \times \frac{1,25}{0,016} = 7,8 \text{ cm}$$

Pode-se imaginar, então, o tirante original, agora com uma fissura, como sendo composto de dois trechos típicos:

trecho a - não afetado pela fissura (isto é, este trecho continua trabalhando como sendo totalmente íntegro), de comprimento total  $l_I = l - 250 = 484,4 \text{ cm}$ , e cuja rigidez será:

$$K_i = \frac{E_c A_h}{l_I} = 398.589 \text{ kN/m}$$

trecho b - trecho afetado pela fissura. Se desprezarmos a colaboração do concreto, a rigi

dez deste trecho seria devida apenas à armadura, valendo:

$$K_{II}^0 = \frac{EsAs}{250} = 1.346.154 \text{ kN/m}$$

A rigidez final do tirante fissurado é obtida imaginando os dois trechos justapostos, ou seja,

$$K_f = \frac{1}{\frac{1}{K_I} + \frac{1}{K_{II}^0}} = 312.500 \text{ kN/m}$$

A tabela 3.1 fornece um resumo da perda de rigidez sofrida pelo tirante do exemplo anterior, comparando com os valores obtidos para a mesma peça armada com 9Ø12,5 mm (taxa de armadura de 2,0%) e com 4Ø 20 mm (taxa de armadura de 2,0%)

Ø (mm)	ρ (%)	K <sub>i</sub> (kN/m)	k <sub>f</sub> (kN/m)	Perda de rigidez (%)
12,5	1,6	386.153	312.500	19,1
12,5	2,0	397.170	344.828	13,2
20,0	2,0	397.170	322.581	18,5

Tab. 3.1 - Perda de rigidez após à primeira fissura, de um tirante de concreto 25 x 25 cm, submetido a uma carga axial de 300 kN.

## CASO 2

SOLUÇÃO DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO, BI-ENGASTADA E COM ARMADURA SIMÉTRICA, SUJEITA A UMA VARIAÇÃO UNIFORME DE TEMPERATURA.

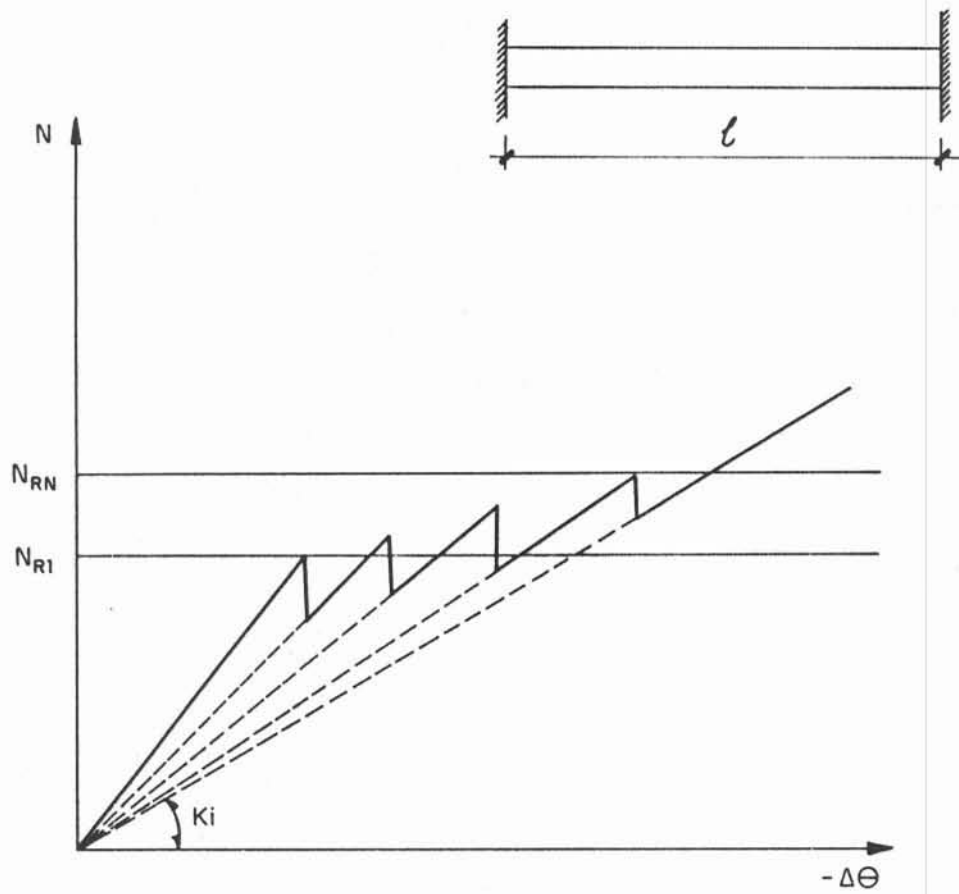
As solicitações internas originadas por variações de temperaturas, com restrições à livre deformação, são função direta da rigidez da peça e das condições de vínculo. É fácil no



tar, portanto, que uma eventual fissuração deve ter uma influência direta no nível das tensões provenientes deste tipo de solicitação, já que a sua ocorrência provoca uma queda de rigidez na peça.

O caso analisado a seguir é de uma viga de concreto, inicialmente íntegra, sujeita a um abaixamento gradativo e uniforme de temperatura, que gera tensões de tração. Ao ser atingido numa das seções a resistência à tração do concreto, abre-se a primeira fissura e pode-se considerar a peça como composta por trechos de diferente rigidez, ou seja, um trecho íntegro e um trecho de armadura. Se após a abertura desta fissura a temperatura continuar a descer, a força  $N$  voltará a crescer, até que seja novamente atingida a resistência a tração numa seção da viga. Neste instante, uma segunda fissura se abre, e todo o processo se repete.

A evolução de  $N$ , em função de  $\Delta\theta$ , é apresentada na figura 3.3.



$K$  - rigidez da peça.

$\Delta\theta$  - variação de temperatura.

$N$  - força normal aplicada na viga.

FIGURA 3.3 - Comportamento de uma viga de concreto armado biengastada, submetida a um abaixamento uniforme de temperatura.

#### 4. LEVANTAMENTO E ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS ATENDIDAS PELA FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA - CIENTEC

Buscando um maior conhecimento da situação atual das edificações no Estado do Rio Grande do Sul, procurou-se levantar dados para verificar a incidência dos principais problemas que afetam as construções. Para tanto, foram utilizadas informações existentes nos relatórios técnicos realizados pela Fundação de Ciência e Tecnologia - CIENTEC, instituição estadual, com sede em Porto Alegre, que realiza, entre outras atividades, vistorias com objetivo de elaborar um diagnóstico das manifestações patológicas, bem como indicar uma possibilidade para a correção destes problemas; ou simplesmente vistorias com o objetivo de registrar eventuais irregularidades aparentes nas construções.

O levantamento restringiu-se a edificações correntes, ou seja, casas, edifícios, prédios escolares, pavilhões industriais e outros, desconsiderando-se obras de grande porte como pontes e barragens. Foram coletados e analisados dados do período de 1977 a 1986.

Os resultados obtidos foram quantificados em dois níveis: um geral, levando em conta as diferentes formas de manifestações patológicas (umidade, fissuração, descolamento e outras), e outro mais específico, para o caso de fissuras em concreto armado. O principal objetivo da classificação geral foi situar a importância da fissuração em concreto no universo global das manifestações patológicas.

##### 4.1 Dados

Os dados obtidos foram oriundos de vistorias em quatorze núcleos habitacionais constituídos de casas térreas, sobrados e edifícios; um loteamento com casas térreas e duzentos e sessenta relatórios individuais de casas, edifícios, fábricas, escolas, bancos e hospitais (Tabela 4.1).

TABELA 4.1 - Quadro resumo das edificações vistoriadas

NATUREZA DAS EDIFICAÇÕES	NÚMERO DE NÚCLEOS HABITACIONAIS OU LOTEAMENTOS VISTORIADOS	NÚMERO DE UNIDADES INDIVIDUAIS VISTORIADAS	TOTAL DE RELATÓRIOS ANALISADOS	%
Casas térreas	8	60	68	24,73
Casas com mais de um pavimento	2	53	55	20,00
Edifícios habitacionais com até três pavimentos	4	46	50	18,18
Edifícios habitacionais com mais de três pavimentos	1	47	48	17,45
Demais edificações	-	54	54	19,64
TOTAL	15	260	275	100,00

A análise dos casos patológicos foi baseada na seguinte premissa:

-cada tipo de problema, com mesma causa, que ocorria em determinada edificação, foi contabilizado apenas uma vez, independente do número de vezes e lugares diferentes em que se manifestava. Assim, se por um problema de fundações tínhamos fissuras em diversas alvenarias, considerou-se apenas como um problema. Se, ao contrário, tivéssemos duas fissuras em alvenaria, uma causada por fundações ineficientes e outra por eletroduto embutido, considerou-se como dois problemas distintos.

Desta maneira contabilizou-se um total de 1.615 casos patológicos.

#### 4.1.1 Classificação geral

As principais classificações adotadas estão relacionadas aos tipos de manifestações patológicas, natureza das edificações e suas localizações no Estado do Rio Grande do Sul.

Os tipos de manifestações patológicas foram divididos em umidade, fissuração, descolamento, segregação do concreto, de-

formação excessiva, falha de execução - formas e diversas, conforme Tabela 4.2. Subdivisões para umidade e fissuração foram utilizadas.

No caso de problemas relativos à *umidade*, de acordo com definições fornecidas pela literatura, adotou-se:

- umidade de condensação: proveniente do vapor de água que se condensa nos paramentos expostos, ou no interiores dos elementos de construção;
- umidade de construção: originada na fase de construção dos edifícios, que se mantém durante um certo período, diminuindo depois até desaparecer;
- umidade ascensional: com origem na absorção da água existente no solo, por capilaridade, pelas fundações das paredes e dos pavimentos, e por outros elementos em contato com o solo;
- umidade de infiltração: quando a água exterior, nos seus vários estados, penetra nos edifícios através dos elementos constituintes da sua envolvente exterior; quando a infiltração se processa através de uma fissura, para salientar a superposição de manifestações patológicas (umidade e fissura), foi realizada uma nova subdivisão, separando as infiltrações decorrentes de fissuras das demais infiltrações;
- diversas: casos especiais que não se enquadram nos anteriores, ou mesmo alguns oriundos da combinação dos vários tipos de umidade.

No caso de *fissuração*, houve uma subdivisão de acordo com o local onde se desenvolvia a fissura, obtendo-se:

- fissuração em reboco: quando a fissura se restringe apenas ao revestimento, não chegando a alcançar a alvenaria;
- fissuração em alvenaria: casos em que a fissura atinge a argamassa de assentamento e/ou os próprios tijolos ou blocos que constituem a alvenaria;

TABELA 4.2 - Incidência dos tipos de manifestações patológicas em função da natureza das edificações (1977-1986)

TIPOS DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS		NATUREZA DAS EDIFICAÇÕES	CASAS TÊRREAS	CASAS COM MAIS DE UM PAVIMENTO	EDIFÍCIOS HABITACIONAIS COM ATÉ TRÊS PAVIMENTOS	EDIFÍCIOS HABITACIONAIS COM MAIS DE TRÊS PAVIMENTOS	DEMAIS EDIFICAÇÕES	TOTAIS										
U		Condensação	8	5	7	10	2	32										
M		Construção	-	-	-	-	-	-										
I		Ascensional	10	6	4	4	2	26										
D	A	Infiltração Percolação p/fissura	15	18	22	31	9	95										
		Outras	20	16	25	38	11	110										
D		Diversas	4	2	8	12	3	29										
E		TOTAL	57	47	66	95	27	292										
F	I	Em reboco	27	28	17	18	8	98										
		Em alvenaria	148	125	75	77	44	469										
		Interface alvenaria/concreto	42	44	35	28	23	172										
		Interface materiais distintos	10	14	5	9	3	41										
		E	M	C	O	N	C	R	E	T	O	Marquise	10	6	1	7	5	29
												Laje	13	16	42	70	28	169
												Viga	6	4	13	17	27	67
												Pilar	2	-	4	3	12	21
				TOTAL	258	237	192	229	150	1.066								
				DESCOLAMENTO	31	34	26	38	6	135								
		SEGREGAÇÃO DO CONCRETO	-	1	2	4	3	10										
		DEFORMAÇÃO EXCESSIVA	1	1	2	2	4	10										
		FALHA DE EXECUÇÃO - FÔRMAS	1	2	4	-	-	7										
		DIVERSAS	20	15	17	22	21	95										
		TOTAL	368	337	309	390	211	1.615										

- fissuração na interface alvenaria/concreto: fissuras localizadas na face de contato entre a alvenaria e o concreto, quando estes materiais não estão convenientemente vinculados;
- fissuração na interface de dois ou mais componentes constituídos de materiais distintos: fissuras do mesmo tipo da anterior, variando apenas os materiais que interagem entre si, como é o caso do contato de esquadrias de madeira com alvenaria de blocos cerâmicos;
- fissuração em concreto: quando a fissura se desenvolve no concreto armado; neste item foi feita uma subdivisão de acordo com o elemento estrutural em que a fissura se localiza, ou seja, na laje, viga, pilar ou marquise.

No item *descolamento* foram englobados todos os tipos de desprendimentos de materiais de revestimento de seus substratos, tais como: reboco, azulejo, piso cerâmico, pintura e outros.

Nos itens *segregação do concreto*, *deformação excessiva* e *falha de execução - fôrmas* considerou-se problemas em concreto armado que não originavam fissuras. Assim, se por uma deformação excessiva de uma viga de concreto surgissem fissuras, estas eram classificadas no item *fissuração em concreto - viga*. Se a deformação não resultasse em fissuras, era classificada no item *deformação excessiva*.

Em *diversas* foram englobados todos os fenômenos patológicos que não se enquadravam nos itens anteriores.

Quanto aos *tipos de edificações*, temos:

- casas térreas: casas com apenas um pavimento, sendo que, de acordo com o 1º Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre (PDDU<sup>75</sup>), os pavimentos são contados a partir da cota altimétrica do passeio ou do terreno natural do plano da fachada (garagem em subsolo não é considerada como pavimento, por exemplo);
- casas com mais de um pavimento;

- edifícios habitacionais com até três pavimentos: foi feita uma classificação independente para estes edifícios já que, até esta altura, não é obrigatório o uso de elevador e pode ser utilizado o sistema semi-estruturado (lajes apoiadas diretamente sobre paredes) para sua execução, sendo grande o número de edificações deste tipo devido ao custo mais baixo que representam; quanto ao cálculo do número de pavimentos, conforme o 1º PDDU<sup>75</sup> de Porto Alegre, não são computáveis pavimentos em sub-solo (art. 144); pavimento térreo de uso comum, sob forma de pilotis (art. 156); construções em terraços destinados a salões de recreação, como dependências de uso comum dos prédios ou de utilização exclusiva de cada unidade autônoma, desde que sua área não ultrapasse 50% do pavimento inferior; pavimento destinado a casa de máquinas de elevadores, reservatórios e outros serviços gerais do prédio; e apartamento de zelador, nas condições prescritas pelo Código de Obras (restrições quanto a áreas mínimas e máximas);
- edifícios habitacionais com mais de três pavimentos;
- demais: edificações correntes que não se enquadram nos casos anteriores, como fábricas, escolas, lojas, bancos, etc.

Após a análise inicial dos dados obtidos na Tabela 4.2, somente manifestações patológicas que representassem, individualmente, mais de 5% do total da amostra, foram consideradas a seguir, ficando as demais incluídas sob o título de *outras*.

Na Tabela 4.3 foram dispostos os problemas patológicos em função do tipo de edificação e sua *localização no Estado do Rio Grande do Sul*, que foi dividido em quatro regiões: Porto Alegre, Grande Porto Alegre, Litoral e Interior.

A *Grande Porto Alegre* engloba os municípios de Canoas, Esteio, Sapucaia do Sul, São Leopoldo, Novo Hamburgo, Campo Bom, Sapiranga, Estância Velha, Alvorada, Cachocirinha, Gravataí, Viamão e Guaíba.



TABELA 4.3 - Incidência dos tipos de manifestações patológicas em função da natureza da edificação e sua localização no Estado do Rio Grande do Sul (1977-1986)

NATUREZA DAS EDIF. MANIF. PATOLÓG. LOCA-LIZAÇÃO	CASAS TÉRREAS				CASAS COM MAIS DE UM PAVIMENTO				EDIFÍCIOS HABITA-CIONAIS COM ATÉ TRÊS PAVIMENTOS				EDIFÍCIOS HABITA-CIONAIS COM MAIS DE TRÊS PAVIMENTOS				DEMAIS EDIFICAÇÕES				TOTAIS			
	UMID	FISS	DESC	OUTR	UMID	FISS	DESC	OUTR	UMID	FISS	DESC	OUTR	UMID	FISS	DESC	OUTR	UMID	FISS	DESC	OUTR	UMID	FISS	DESC	OUTR
Porto Alegre	38	147	20	9	37	203	33	12	53	157	19	12	88	196	31	20	19	79	4	18	235	782	107	71
Grande Porto Alegre	15	92	7	9	10	25	1	6	2	8	1	3	5	24	4	3	6	22	1	6	38	171	14	27
Litoral	-	-	-	-	-	-	-	-	4	5	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	4	5	1	1
Interior	4	19	4	4	-	9	-	1	7	22	5	9	2	9	3	5	2	49	1	4	15	108	13	23
TOTAIS	57	258	31	22	47	237	34	19	66	192	26	25	95	229	38	28	27	150	6	28	292	1066	135	122

#### 4.1.2 Classificação específica para o caso de fissuras em concreto armado

A partir dos resultados obtidos na Tabela 4.2, todas as manifestações patológicas englobadas em *fissuração em concreto* foram analisadas separadamente, com vistas a obter classificações mais completas destes problemas.

Na Tabela 4.4 estas fissuras foram classificadas em função de suas causas e da natureza da edificação em que se encontravam. Classificações em função do elemento da estrutura (Tabela 4.5) e da localização do Estado do Rio Grande do Sul (Tabela 4.6) também foram utilizadas.

TABELA 4.4 - Incidência de fissuras em concreto armado em função da natureza das edificações (1977-1986)

NATUREZA DAS EDIFICAÇÕES		CASAS TÉRREAS	CASAS COM MAIS DE UM PAVIMENTO	EDIFÍCIOS HABITACIONAIS COM ATÉ TRÊS PAVIMENTOS	EDIFÍCIOS HABITACIONAIS COM MAIS DE TRÊS PAVIMENTOS	DEMAIS EDIFICAÇÕES	TOTAIS
CLASSIFICAÇÃO DAS FISSURAS							
Movimentação das fôrmas		-	-	-	-	-	-
Assentamento plástico		-	-	-	1	-	1
Dessecação superficial		-	1	1	2	1	5
Retração por secagem		3	3	5	14	9	34
Movim. térmica interna		-	-	-	-	-	-
Movim. térmica externa		17	11	13	31	13	85
Corrosão da armadura		2	-	9	11	12	34
Reações exp. com sulfatos		-	-	-	-	-	-
Reações exp. alc./agreg.		-	-	-	-	-	-
S O B R E C A R G A	Flexão	-	4	5	4	12	25
	Cortante	-	-	1	2	3	6
	Tração	-	-	-	-	1	1
	Compressão	-	-	-	-	-	-
	Torsão	-	-	-	-	-	-
	Deform. excessiva	-	2	1	3	3	9
	Detalhes construtivos	3	2	7	8	10	30
Fundações	3	1	5	4	3	16	
Eletrodutos	3	2	13	17	5	40	
TOTAIS		31	26	60	97	72	286

TABELA 4.5 - Incidência de fissuras em concreto armado em função do elemento da estrutura (1977-1986)

ELEMENTO DA NATUREZA		LAJES	VIGAS	PILARES	MARQUISES	TOTAIS
CLASSIFI- CAÇÃO DAS FISSURAS						
	Movimentação das fôrmas	-	-	-	-	-
	Assentamento plástico	-	1	-	-	1
	Dessecação superficial	4	1	-	-	5
	Retração por secagem	21	11	-	2	34
	Movim. térmica interna	-	-	-	-	-
	Movim. térmica externa	48	16	3	18	85
	Corrosão da armadura	14	9	9	2	34
	Reações exp. com sulfatos	-	-	-	-	-
	Reações exp. alc./agreg.	-	-	-	-	-
S	Flexão	14	6	3	2	25
O						
B	Cortante	-	6	-	-	6
R						
E	Tração	-	-	1	-	1
C						
A	Compressão	-	-	-	-	-
R						
G	Torsão	-	-	-	-	-
A						
S	Deform. excessiva	6	2	-	1	9
	Detalhes construtivos	15	9	4	2	30
	Fundações	7	6	1	2	16
	Eletrodutos	40	-	-	-	40
	TOTAIS	169	67	21	29	286

TABELA 4.6 - Incidência de fissuras em concreto armado em termos da localização no Estado do RS (1977-1986)

LOCALIZAÇÃO		PORTO ALEGRE	GRANDE PORTO ALEGRE	LITORAL	INTERIOR	TOTAIS
Movimentação das fôrmas		-	-	-	-	-
Assentamento plástico		-	-	-	1	1
Dessecação superficial		5	-	-	-	5
Retração por secagem		23	5	-	6	34
Movim. térmica interna		-	-	-	-	-
Movim. térmica externa		61	14	-	10	85
Corrosão da armadura		21	3	1	9	34
Reações exp. com sulfatos		-	-	-	-	-
Reações exp. alc./agreg.		-	-	-	-	-
S O B R E C A R G A S	Flexão	19	5	-	1	25
	Cortante	4	2	-	-	6
	Tração	-	1	-	-	1
	Compressão	-	-	-	-	-
	Torsão	-	-	-	-	-
	Deform. excessiva	3	6	-	-	9
Detalhes construtivos		19	7	-	4	30
Fundações		13	2	-	1	16
Eletrodutos		30	6	1	3	40
TOTAIS		198	51	2	35	286

Por último, os dados foram dispostos em termos da gravidade do problema (Tabela 4.7), ou seja:

- fissura sem gravidade: fissura apenas de ordem estética, não comprometendo o funcionamento estrutural da edificação nem a curto nem a longo prazo, tal como aquela causada por eletrodutos embutidos em lajes no interior do prédio, protegidas das intempéries;
- fissura moderada: fissura que não afeta a segurança estrutural do prédio mas, se não for corrigida, poderá vir a causar o colapso da edificação ao longo do tempo, como é o caso de uma fissura causada por eletroduto em uma laje de cobertura, pela qual haja infiltração de água; se não for realizada a recuperação da fissura, haverá uma tendência de corrosão da armadura que poderá levar a uma perda das funções estruturais da referida laje;
- fissura grave: fissura que deverá ser corrigida de imediato pois sua existência afeta diretamente o desempenho previsto da estrutura e põe em risco a estabilidade da edificação, tal como aquelas causadas por corrosão da armadura; neste caso, o processo corrosivo reduz a seção de aço presente no elemento e este não mais funcionará conforme projetado, podendo entrar em processo de ruptura; quando a fissura já se encontra estabilizada (fissuras causadas por problemas de fundações já resolvidos ou sobrecargas que não estão mais agindo, por exemplo) não mais é considerada como uma fissura grave pois, apesar de ter modificado as características dos elementos, não compromete a integridade da estrutura.

Não foi possível, no entanto, realizar duas classificações importantes para este tipo de estudo por falta de dados disponíveis nos relatórios do CIENTEC, quais sejam:

- classificação em função da origem da fissura em uma das etapas do ciclo da construção (planejamento, projeto, materiais, execução e uso);
- classificação em função da idade da edificação.

TABELA 4.7 - Incidência de fissuras em concreto armado  
conforme a gravidade do problema (1977-1986)

CLASSIFICAÇÃO DAS FISSURAS	PROBLEMA	GRAVE		MODERADO		SEM GRAVIDADE		Nº TOTAL DE CASOS	% DO TOTAL
		Nº DE CASOS	% DO TOTAL	Nº DE CASOS	% DO TOTAL	Nº DE CASOS	% DO TOTAL		
	Movimentação das formas	-	-	-	-	-	-	-	-
	Assentamento plástico	-	-	1	0,8	-	-	1	0,3
	Dessecação superficial	-	-	3	2,6	2	2,2	5	1,8
	Retração por secagem	3	4,0	15	12,6	16	17,4	34	11,9
	Movim. térmica interna	-	-	-	-	-	-	-	-
	Movim. térmica externa	1	1,3	53	44,5	31	33,7	85	29,7
	Corrosão da armadura	30	40,0	4	3,4	-	-	34	11,9
	Reações exp. com sulfatos	-	-	-	-	-	-	-	-
	Reações exp. álc./agreg.	-	-	-	-	-	-	-	-
S O B R E C A R G A S	Flexão	13	17,3	12	10,1	-	-	25	8,7
	Cortante	5	6,7	1	0,8	-	-	6	2,1
	Tração	1	1,3	-	-	-	-	1	0,3
	Compressão	-	-	-	-	-	-	-	-
	Torsão	-	-	-	-	-	-	-	-
	Deform. excessiva	4	5,4	5	4,2	-	-	9	3,2
	Detalhes construtivos	10	13,3	13	10,9	7	7,6	30	10,5
	Fundações	8	10,7	8	6,7	-	-	16	5,6
	Eletrodutos	-	-	4	3,4	36	39,1	40	14,0
	TOTAIS	75	100,0	119	100,0	92	100,0	286	100,0

## 4.2 Discussão

Partindo das tabelas apresentadas anteriormente (Tabelas 4.2 à 4.7), os resultados foram dispostos em gráficos objetivando uma melhor visualização e discussão dos resultados.

### 4.2.1 Análise das manifestações patológicas significativas

Conforme dito anteriormente (item 4.1.1), das manifestações patológicas obtidas na Tabela 4.2, todas aquelas que representassem, individualmente, menos de 5% do total da amostra, foram reunidas sob o título de *outras*. Estes dados estão apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2a-b, que mostram a contribuição de cada tipo de problema no total de problemas encontrados, através de uma relação percentual.

Pode-se verificar que houve uma grande incidência de problemas devidos à fissuração (66,01%), logo após problemas relativos à umidade (18,08%) e descolamentos (8,36%). Os demais problemas somaram um total de 7,55% (Figura 4.1).

Das manifestações patológicas ligadas à fissuração (Figura 4.2a), aproximadamente 70% se desenvolveu na alvenaria (43,99%) e no concreto (26,83%). O grande número de fissuras em alvenaria é decorrente, principalmente, de movimentações diferenciadas entre as partes da edificação, conforme já foi salientado em trabalhos realizados por SAHLIN<sup>83</sup>.

Considerando que 66,01% das manifestações patológicas são devidas à fissuração e 26,83% destas fissuras estão presentes em elementos de concreto armado, verifica-se que as fissuras em estruturas de concreto representam 17,71% do total dos problemas que afetaram as edificações da amostra. Este percentual justifica a importância deste estudo que visa, entre outros objetivos, obter maiores subsídios para minimizar a ocorrência destes tipos de fissuras em futuras obras.

Quanto à umidade (Figura 4.2b), perto de 70% são devidas a infiltrações, sendo quase metade destas decorrentes de fissuras (infiltrações através de fissuras).



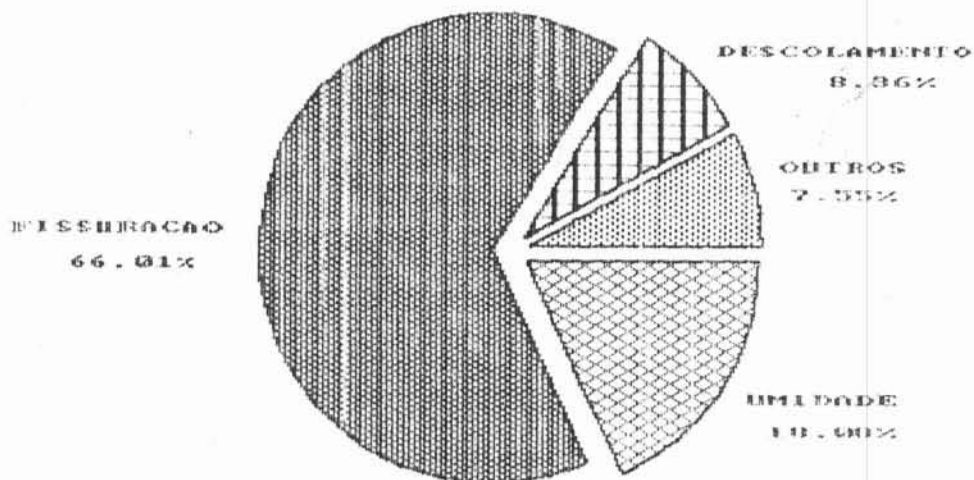


FIGURA 4.1 - Incidência relativa dos diferentes tipos de manifestações patológicas

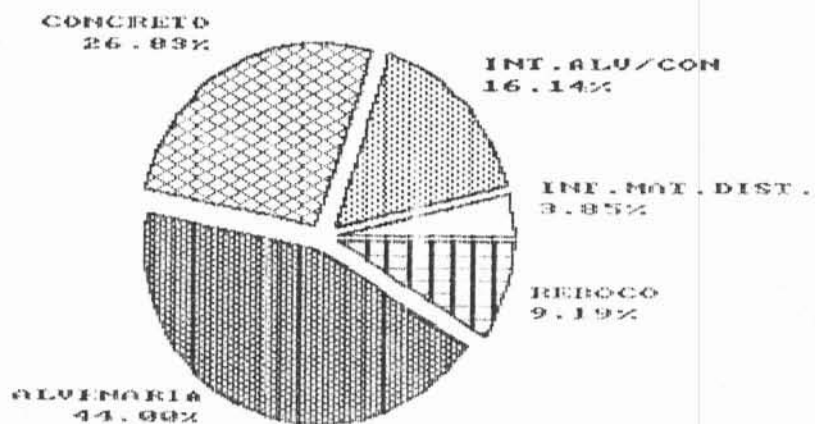


FIGURA 4.2a - Incidência relativa de fissuras segundo o local do desenvolvimento no edifício

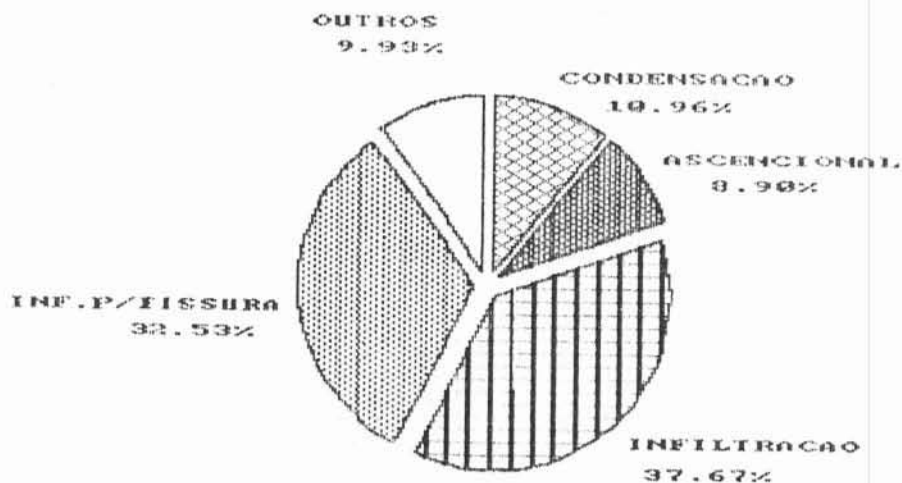


FIGURA 4.2b - Incidência relativa dos tipos de umidade segundo o mecanismo de manifestação

As Figuras 4.3 e 4.4 mostram a incidência de cada tipo de manifestação patológica (umidade, fissuração, descolamento e outras) relacionada ao tipo de edificação em que ela ocorre. No caso de umidade, os valores obtidos indicam que houve uma maior quantidade de problemas em edifícios com mais de três pavimentos. Isto se deve, provavelmente, ao fato da velocidade média do fluxo de ar diminuir com a altura, chegando a um valor nulo na superfície do terreno (velocidade diminuída em função da rugosidade da superfície)<sup>13</sup>. Como a maior parte dos problemas é devido a infiltrações, a ação das intempéries (chuva e vento) se fará sentir em maior grau a medida em que nos afastamos do solo, ou seja, a medida em que as edificações se tornam mais altas.

Analisando os valores obtidos para fissuração, temos que este se mantém, percentualmente, para casas térreas, casas com mais de um pavimento e demais edificações (fábricas, escolas, lojas, etc.) em, aproximadamente, 70%, diminuindo ao passo que a altura da edificação aumenta, chegando a 58,72% para edifícios com mais de três pavimentos. Nota-se, porém, a partir dos dados da Tabela 4.2, que esta diminuição diz respeito, principalmente, às fissuras em alvenaria, sendo o comportamento no concreto diferente (aumenta o número de casos de fissuras com o aumento da altura), o que pode ser visualizado mais claramente nas Figuras 4.5 e 4.6.

Esta variabilidade pode estar ligada aos seguintes fatos:

- a maioria das casas e edifícios baixos são semi-estruturados (lajes e vigas apoiadas sobre alvenarias), fazendo com que as movimentações e deformações sejam transmitidas diretamente para a alvenaria, que nem sempre resiste sem fissurar; os tijolos (ou blocos), embora tenham função estrutural, normalmente não passam por nenhum tipo de verificação, sendo suas resistências, muitas vezes, inferior àquelas previstas em cálculo;
- à medida em que os prédios se tornam mais altos, existe a necessidade de utilizar uma estrutura em concre-

to armado; como passa a existir uma maior quantidade de concreto na edificação e a estrutura é a responsável pela transmissão de cargas, é natural que, se comparado com prédios semi-estruturados, exista um maior número de fissuras presentes no concreto;

- de uma maneira geral, o cuidado na execução aumenta com o aumento da complexidade da edificação; muitas casas, por serem simples de construir, dispensam a atuação mais intensa do engenheiro, passando a ser executada por um mestre de obras; além disso, nem sempre são realizados ensaios de controle tecnológico, sondagens e demais verificações pertinentes; isto leva a uma incidência maior de fissuras na edificação.

No item descolamento cabe salientar que o pequeno percentual (2,84%) obtido para fábricas, escolas, lojas, etc. (*demais edificações*) deveu-se à pouca utilização de revestimentos nestes tipos de edificações.

A análise dos problemas patológicos em função da localização no Estado do Rio Grande do Sul (Tabela 4.3) não permite chegar a conclusões pois a maioria das vistorias realizadas pela CIENTEC se deram na cidade de Porto Alegre e suas imediações (Grande Porto Alegre), fazendo com que praticamente 90% das manifestações patológicas observadas se encontrassem em edificações destes locais.

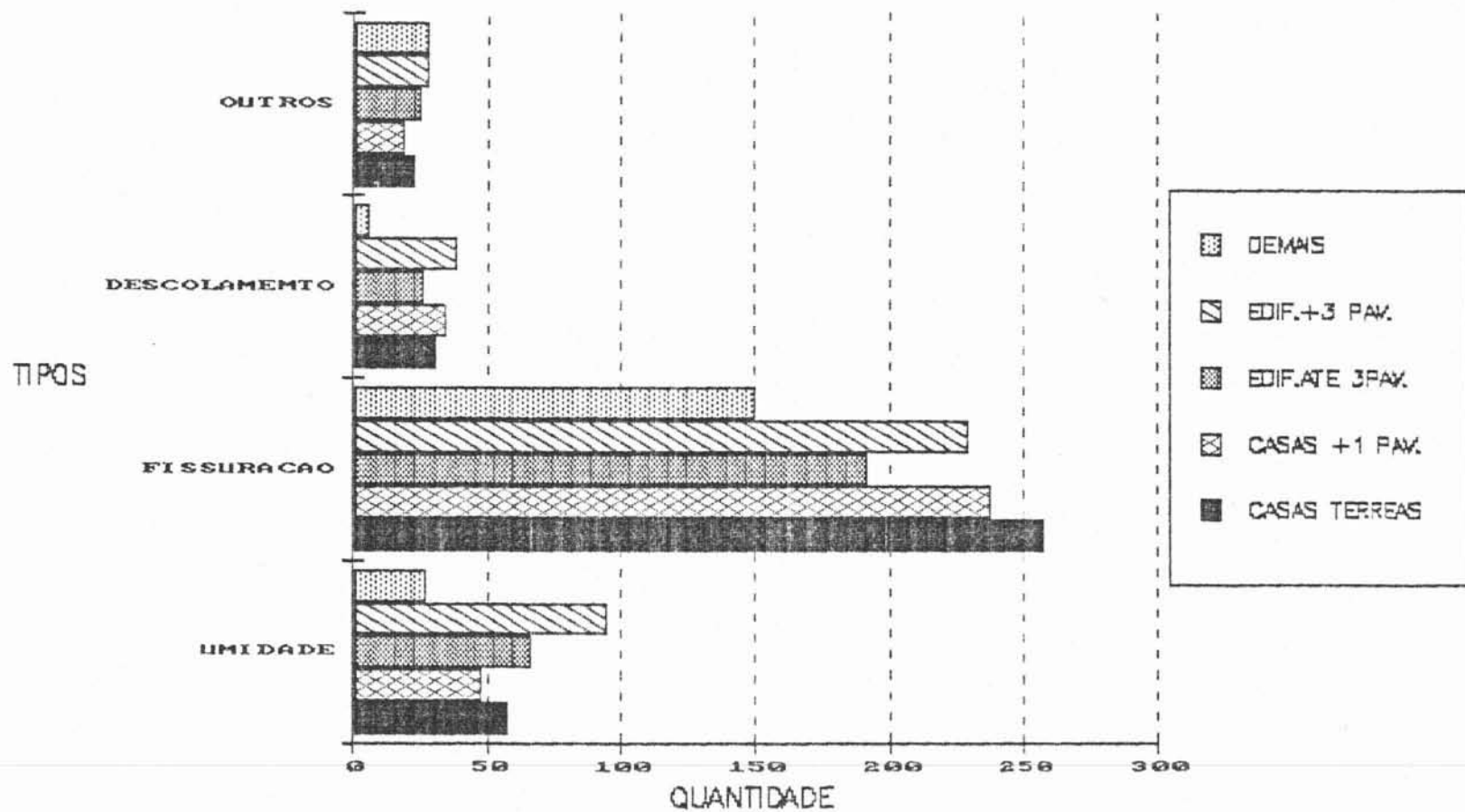


FIGURA 4.3 - Incidência de cada tipo de manifestação patológica em função do tipo de edificação.

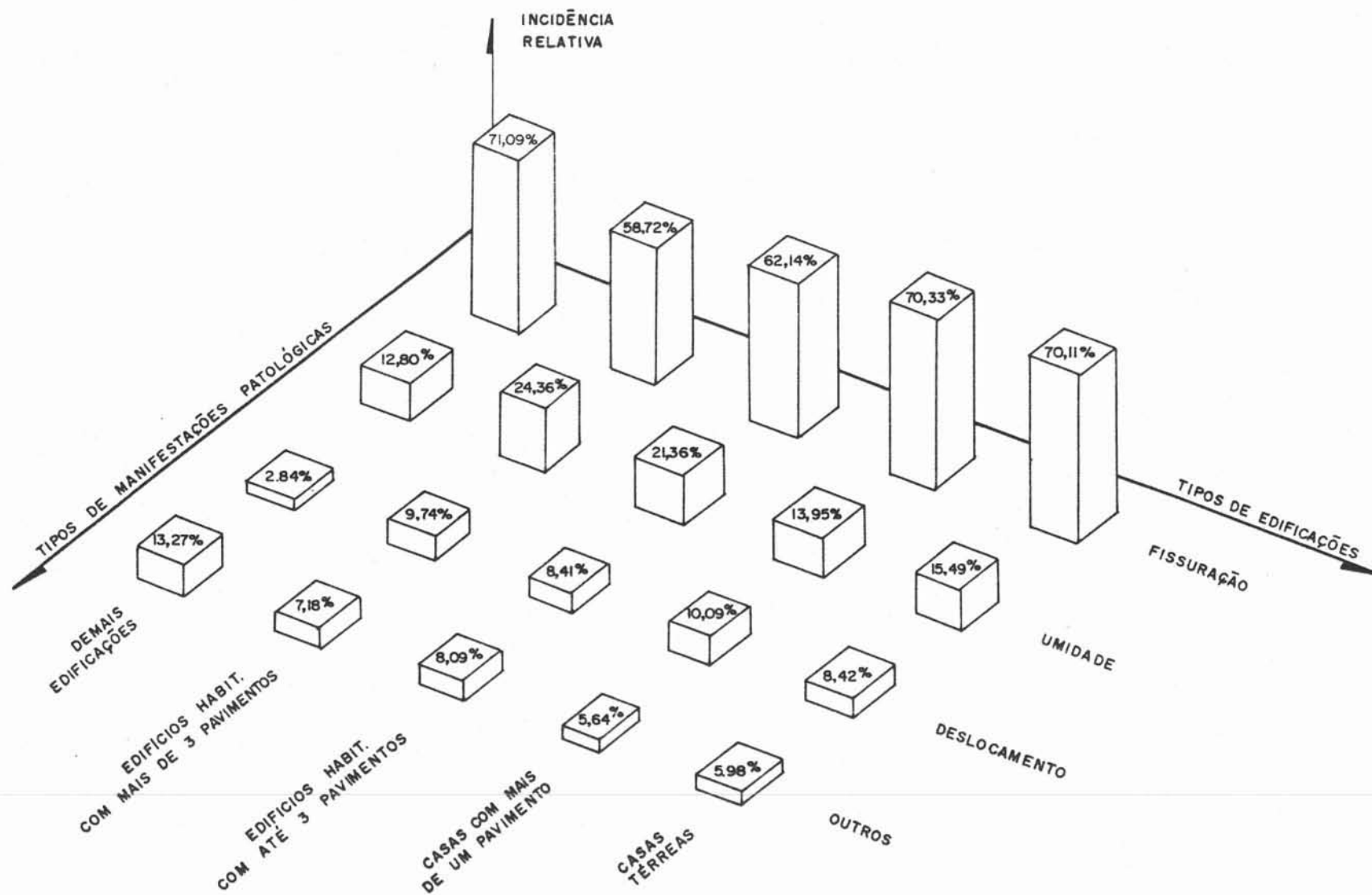


FIGURA 4.4 - Incidência relativa de cada tipo de manifestação patológica em função da natureza da edificação.

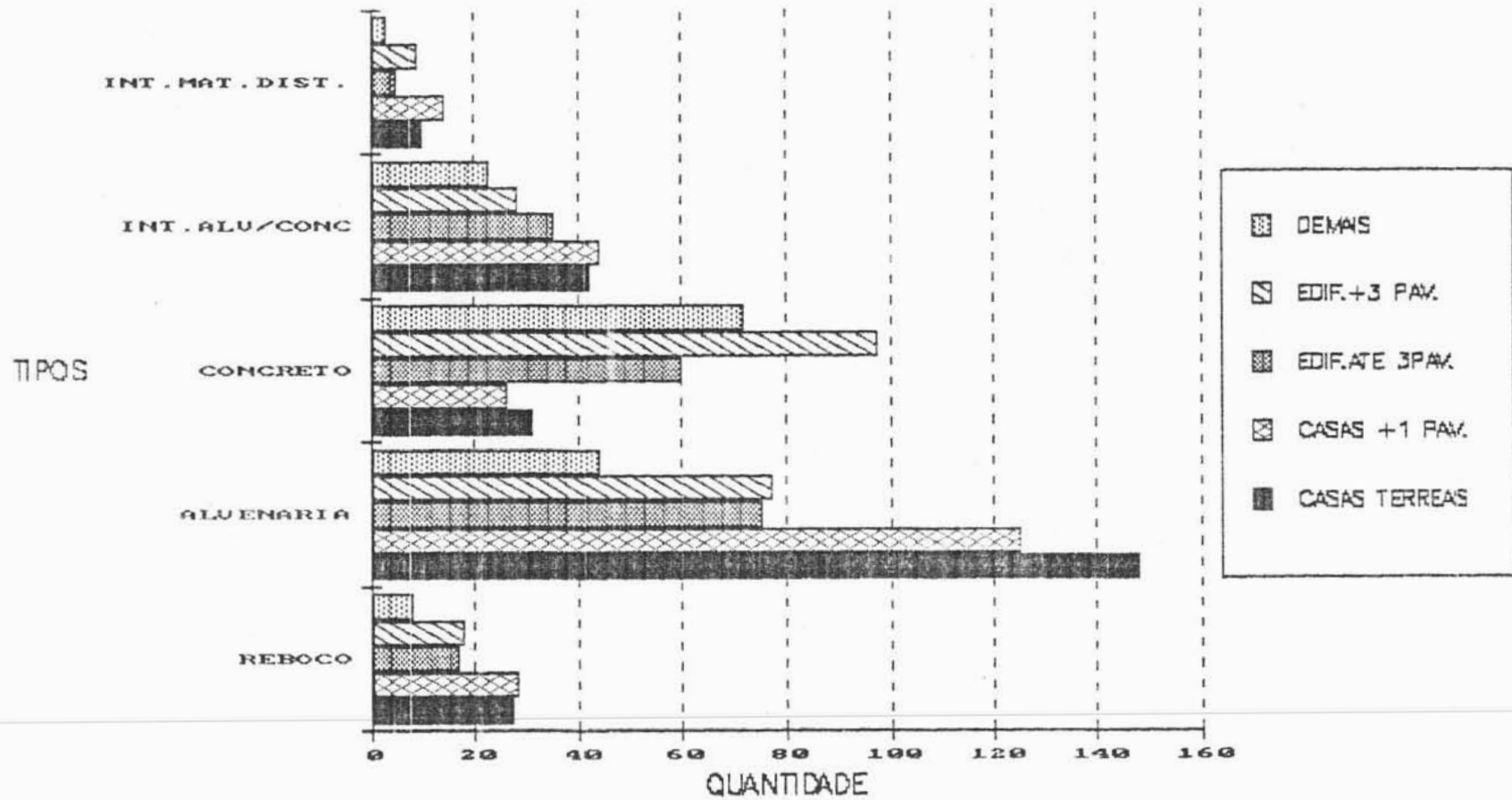


FIGURA 4.5 - Incidência de fissuras segundo o tipo de edificação.

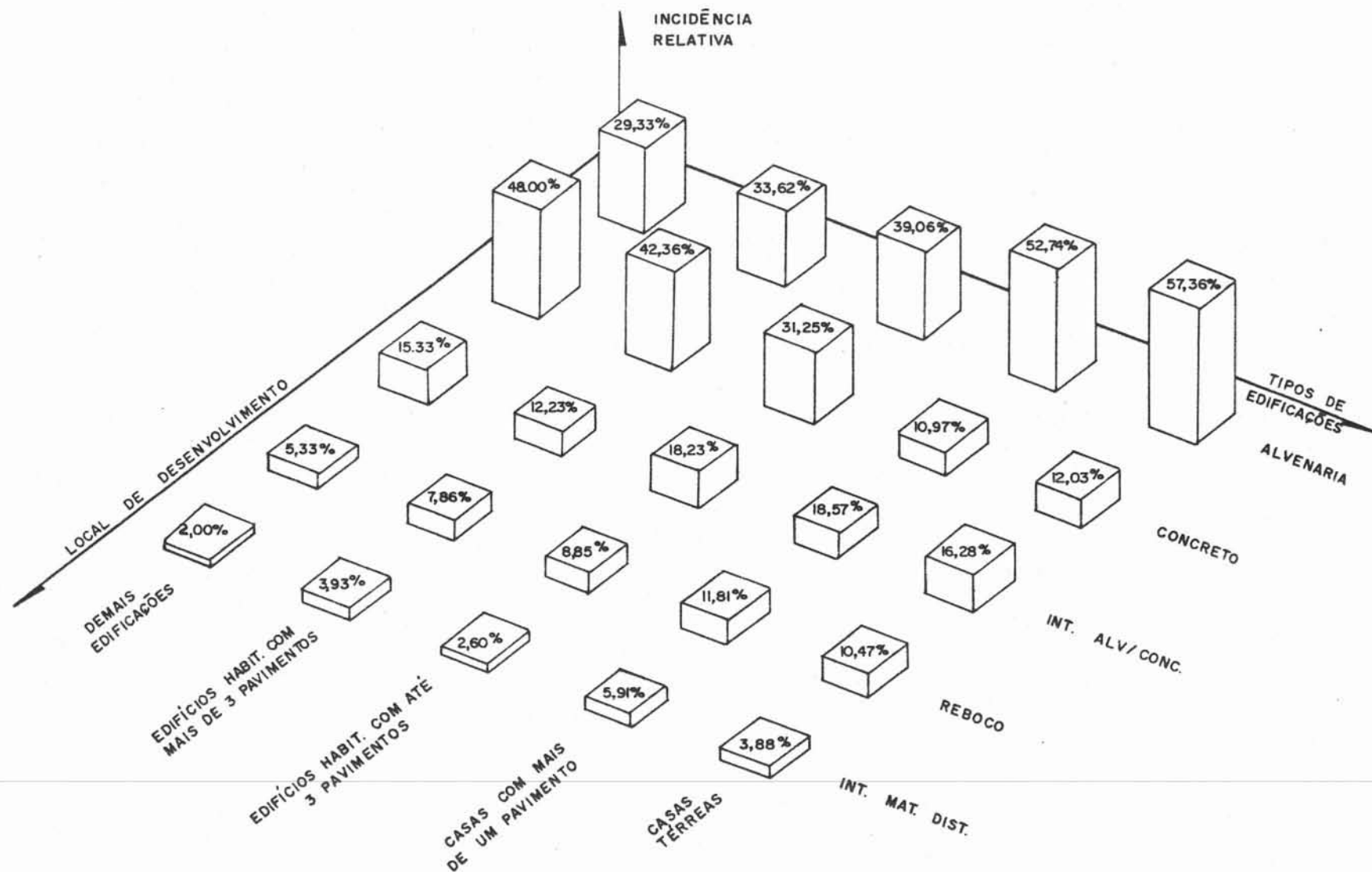


FIGURA 4.6 - Incidência relativa de fissuras em função da natureza da edificação.

#### 4.2.2 Análise das fissuras em concreto armado

A partir dos dados da Tabela 4.4 foram realizadas as Figuras 4.7, 4.9 e 4.10.

A Figura 4.7 mostra a contribuição percentual do total das fissuras em concreto armado em função do mecanismo principal de manifestação da fissura. Pode-se constatar os seguintes fatos:

- os tipos de manifestações ligadas ao concreto fresco (fôrmas - 0%, assentamento plástico - 0,35%, dessecação superficial - 1,75% e movimentação térmica interna - 0%) tiveram pouca ou nenhuma incidência; isto se deve, provavelmente, ao fato que a maior parte das vistorias realizadas pela CIENTEC se deram em obras prontas ou em obras que apresentavam alguma manifestação patológica grave durante sua execução; em obras prontas, os problemas causados no decorrer da execução por falha de fôrmas, assentamento plástico, dessecação superficial e/ou movimentação térmica interna normalmente já foram solucionados ou recobertos por algum tipo de revestimento, não mais sendo visíveis no momento da vistoria; nas obras em andamento, por serem problemas com os quais os engenheiros estão acostumados a conviver e resolver, não ocorre a interveniência de órgãos externos, como é o caso da CIENTEC, que não toma conhecimento destas manifestações, muito embora ocorram com bastante frequência;
- pode-se verificar que o maior número de fissuras em concreto armado foi decorrente de movimentações térmicas causadas pela variação das condições ambientais (aproximadamente 30%); provavelmente, o limite estipulado pela NBR 6118<sup>1.1</sup> que dispensa o cálculo da influência da variação de temperatura para edificações que não tenham, em planta, dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que trinta metros, não se apresenta satisfatório para o caso do Rio Grande do Sul, onde ocorrem variações muito grandes de temperatura;



- não foi constatada nenhuma fissura causada por reações expansivas com sulfatos e/ou reações expansivas com álcalis/agregados;
- as incidências de fissuras causadas por corrosão da armadura, retração por secagem, sobrecargas, detalhes construtivos, fundações e eletrodutos apresentaram níveis similares, variando de 5 a 15%;
- das fissuras resultantes de sobrecargas, 61% foi devido a esforços de flexão, 22% à deformação excessiva, 15% a esforços de cisalhamento e 2% a esforços de tração; a maioria delas (aproximadamente 60%) teve origem no projeto inadequado da estrutura da edificação; um número considerável (aproximadamente 28%) estava ligado à execução, principalmente no caso em que existia armadura negativa em lajes e esta não estava bem posicionada; o uso indevido da edificação, submetendo a estrutura a cargas superiores às previstas no projeto estrutural, também deu origem à formação de fissuras, como é o caso da utilização de um prédio residencial para fins comerciais ou industriais; houveram ainda outras origens de fissuras cuja incidência não era significativa;
- a maior parte dos problemas de corrosão da armadura analisados estava relacionada à inobservância dos cobrimentos mínimos para o tipo de ambiente e qualidade do concreto utilizado (59%), seguido de problemas de execução tais como: ninhos de concretagem (14%), ataque de agentes agressivos presentes na atmosfera (6%), existência de fissuras no elemento de concreto (6%) e outros;
- as fissuras que acompanhavam as linhas de implantação dos eletrodutos representaram 14% do total de fissuras em concreto armado, e tiveram suas origens na execução da edificação, quando não foi garantido um cobrimento adequado da tubulação pelo concreto (eletrodutos muito próximos da superfície exterior);

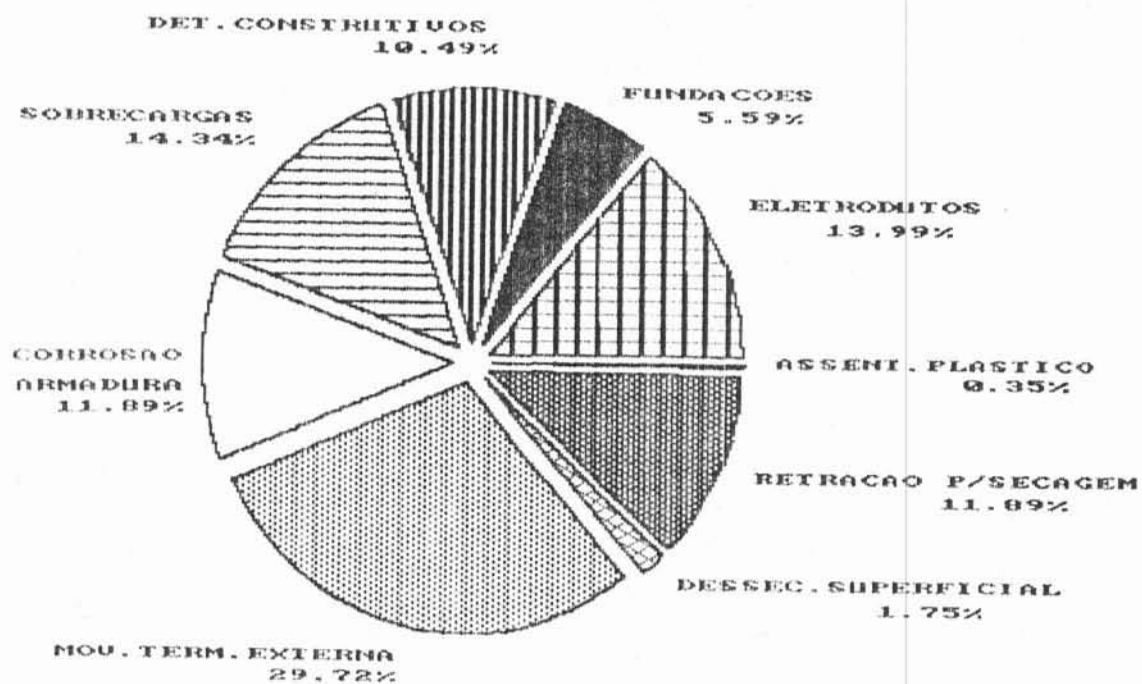


FIGURA 4.7 - Incidência relativa dos tipos de fissuras em concreto armado.

- das fissuras por detalhes construtivos, a maior parte (26%) ocorreu em regiões, normalmente em lajes e marquises, onde havia mudança de direção dos esforços, submetendo estas zonas a fortes tensões sem que estivessem convenientemente reforçadas para resistir, conforme exemplo das Figuras 4.8a-b. Mísulas mal projetadas ou executadas, em que o apoio não funcionava adequadamente (armadura mal posicionada ou inadequada na mísula ou inexistência de um material de contato na área de apoio que não tornasse solidário o conjunto), foram responsáveis por 19% das fissuras por detalhes construtivos. Um percentual significativo (15%) coube a juntas de concretagem realizadas sem o cuidado necessário quanto à localização no elemento estrutural e à garantia de uma perfeita aderência entre o concreto endurecido (ou em fase de endurecimento) e o concreto fresco, recém lançado. Houveram ainda vários casos de pequena incidência que, no total, somaram 40%: uso de agregados com diâmetro excessivo; falta de armadura transversal junto às emendas das barras longitudinais, em pilares; inexistência de armadura de suspensão que transmitisse as cargas de uma viga que se apoiasse em outra de menor altura; furos em vigas para passagem de canalizações não previstos em cálculo; juntas de dilatação sem continuidade, ou seja, presente em alguns elementos (vigas e pilares, por exemplo) e inexistente em outros (lajes, por exemplo); lajes de balanços sobrepostos, onde o balanço inferior foi mais sobrecarregado que os demais em função da transferência de cargas de um balanço para o outro, não considerado no modelo estrutural proposto; e outros.

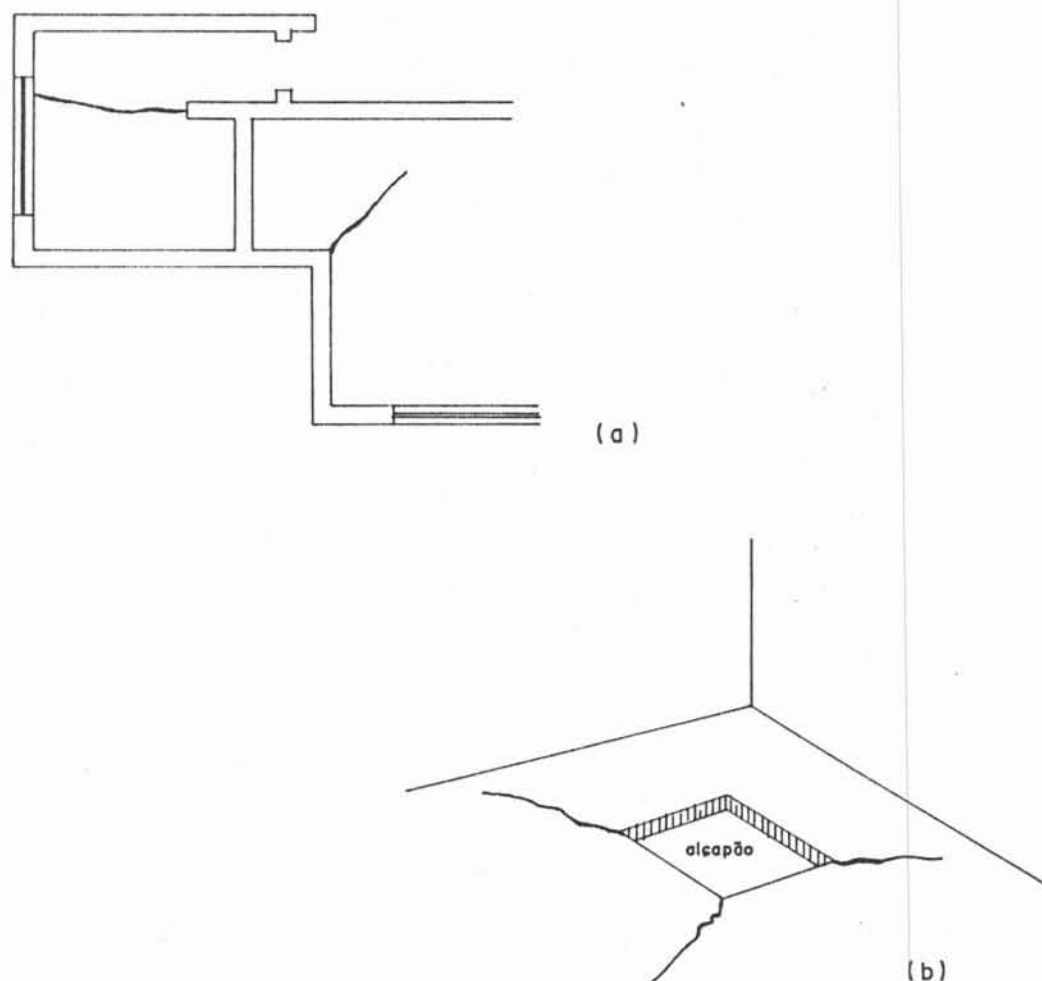


FIGURA 4.8 - Fissuras em lajes pela inexistência de armadura capaz de absorver as tensões geradas nas mudanças de direção dos esforços.

As figuras 4.9 e 4.10 mostram a incidência das fissuras em concreto armado relacionada ao tipo de edificação em que elas ocorrem.

No caso de dessecação superficial e retração por secagem, observa-se um aumento de problemas com o aumento da altura das edificações, provavelmente devido ao fato da chuva, sol e vento agirem mais intensamente a medida que nos afastamos do nível do solo e diminuem os obstáculos existentes.

Comparando percentualmente os valores obtidos para fissuras causadas por movimentação térmica externa com as demais manifestações, para cada tipo de edificação (Figura 4.10), a maior

incidência de problemas térmicos coube a casas térreas (~ 55%), seguido por casas com mais de um pavimento (~ 42%), edifícios com mais de três pavimentos (~ 32%), edifícios com até três pavimentos (~ 22%) e demais edificações (~ 18%), ou seja, a influência das movimentações térmicas é percentualmente menor quanto maior for o número de pavimentos, quer pelo aquecimento percentualmente maior dos materiais das construções de pequeno número de pavimentos (um ou dois), quer pela incidência maior de outras causas de fissuras nas construções de maior número de pavimentos. No caso de depósitos e fábricas, a inexistência da laje de cobertura na maioria deles fez com que houvesse uma diminuição no valor encontrado para as "demais edificações", já que a maior parte das fissuras térmicas localizavam-se no último pavimento das edificações (devido à maior superfície de concreto exposta ao sol ou ao calor armazenado sob a cobertura).

A quantidade de fissuras causadas por corrosão da armadura e sobrecargas mostra a tendência de um aumento com a altura das edificações, ou melhor dizendo, com o aumento da quantidade de concreto utilizado na edificação, embora quando comparado percentualmente com os demais tipos de manifestações não apresentar tendência clara.

Quanto às fissuras causadas por problemas de detalhes construtivos, fundações e eletrodutos, a análise dos dados não permite chegar a nenhuma conclusão.

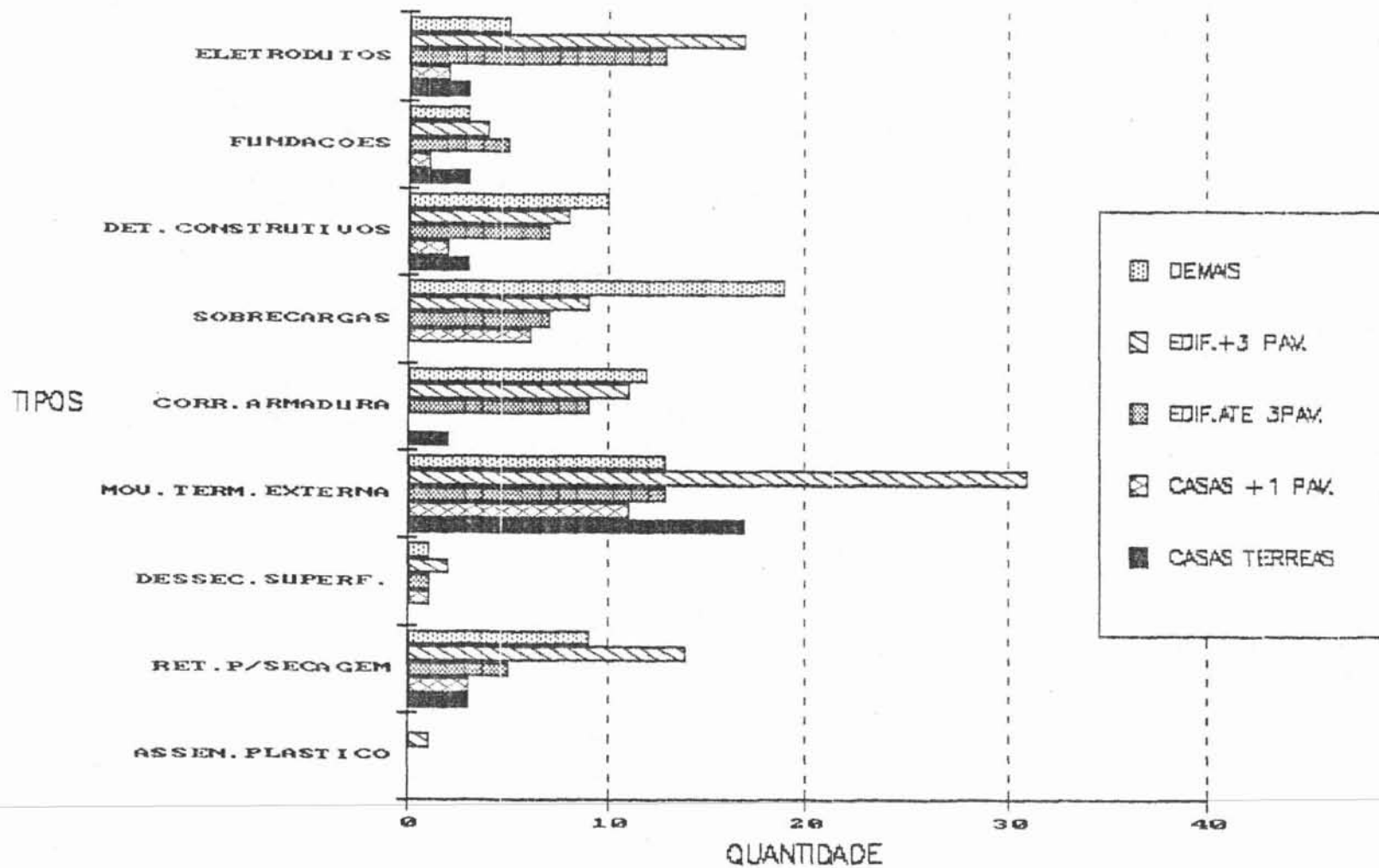


FIGURA 4.9 - Incidência dos tipos de fissuras em concreto armado segundo a natureza da edificação.

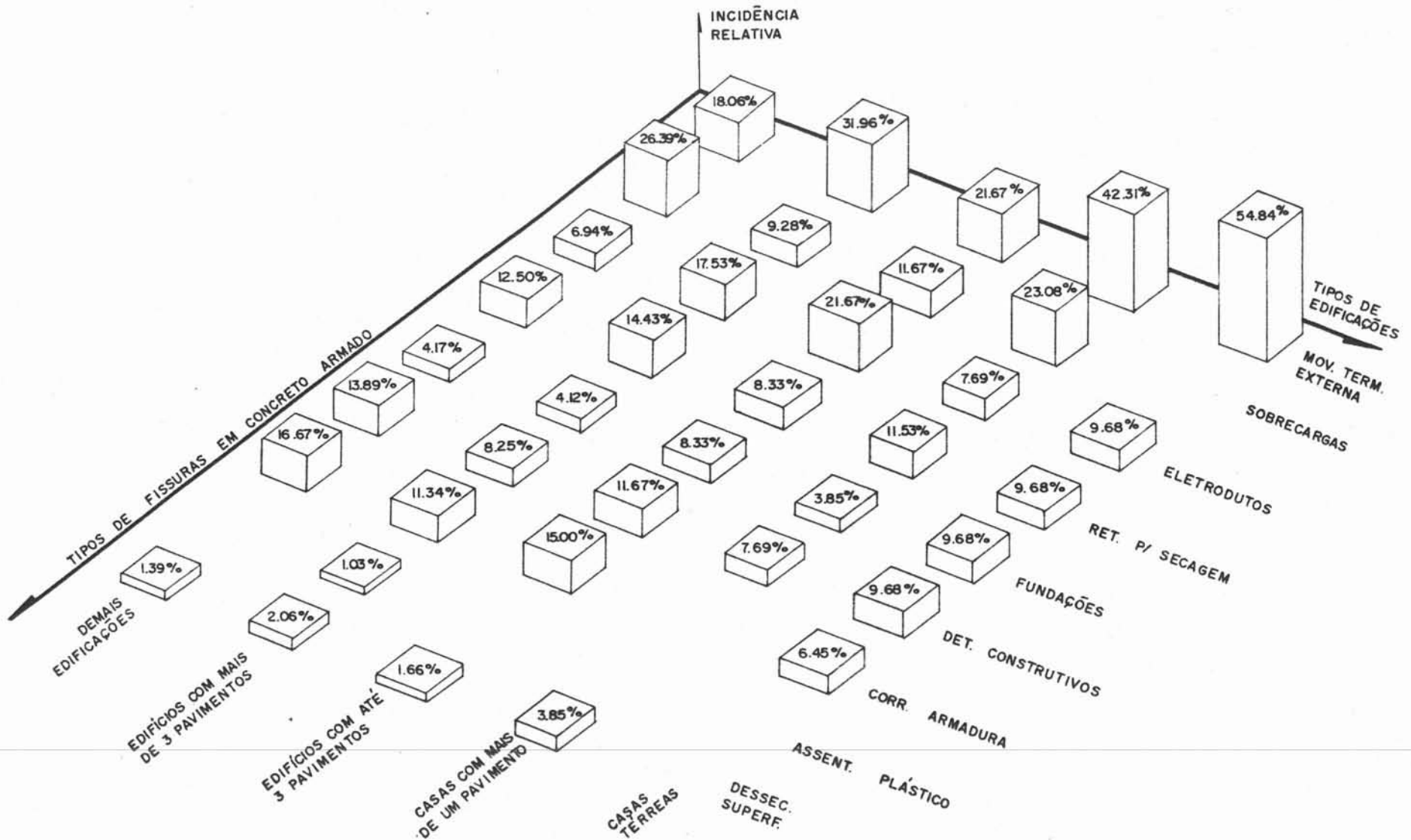


FIGURA 4.10 - Incidência relativa dos tipos de fissuras em concreto armado em função da natureza da edificação.

A tabela 4.5 mostra que aproximadamente 60% das fissuras em concreto armado estavam presentes em lajes, 23% em vigas, 10% em marquises e 7% em pilares. Observando a Figura 4.11, constatamos que em todos os tipos de manifestações, com exceção do assentamento plástico, as lajes foram os elementos estruturais com maior incidência de fissuras.

Em relação aos dados obtidos de fissuras em concreto armado em termos da localização no Estado do Rio Grande do Sul (Tabela 4.6), não foi possível chegar a conclusões relevantes uma vez que 87% dos casos se encontravam em edificações localizadas em Porto Alegre e Grande Porto Alegre, com características semelhantes quanto ao meio ambiente e tipos de materiais e mão-de-obra utilizados na execução da obra.



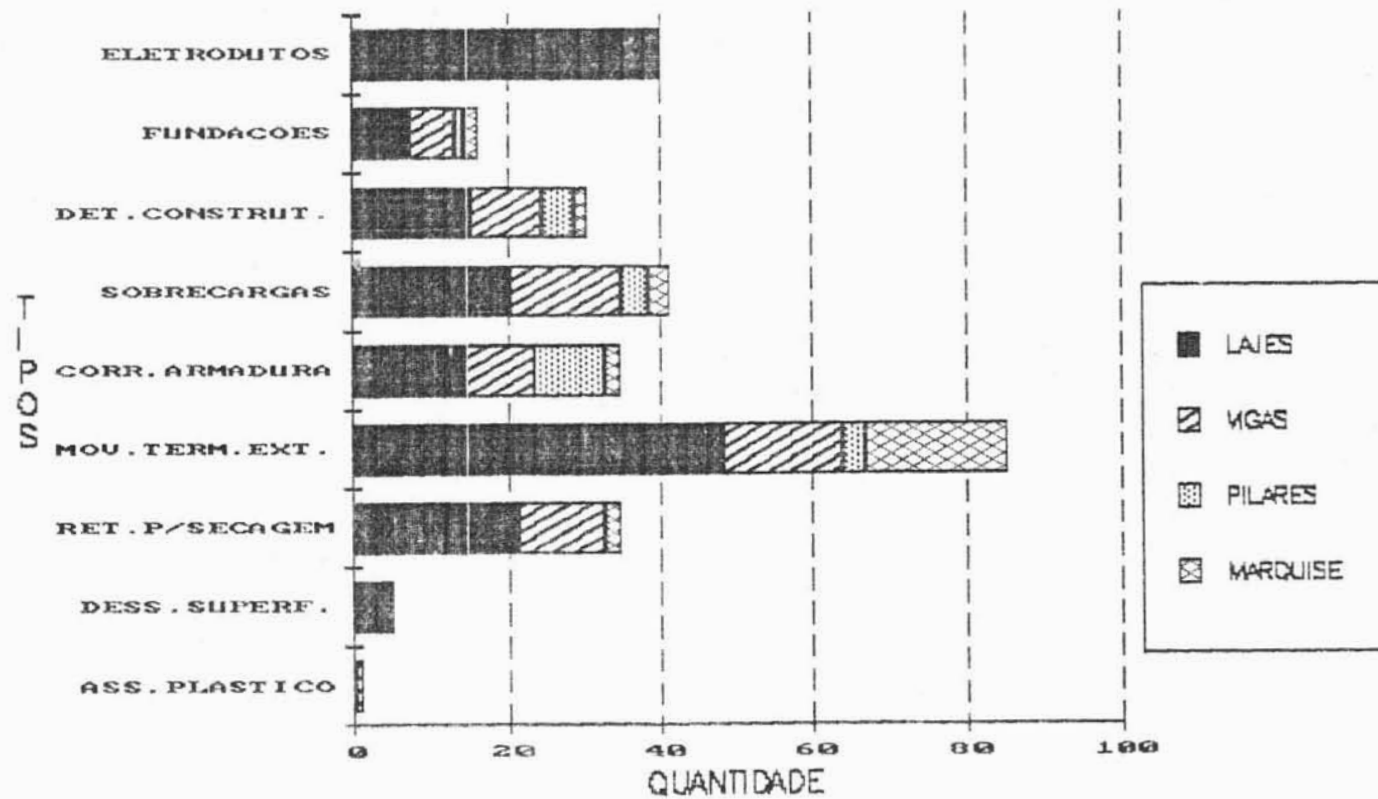


FIGURA 4.11 - Incidência dos tipos de fissuras em concreto armado em função do elemento da estrutura.

A análise realizada até aqui considerou somente o número de manifestações de fissuras de vários tipos, relacionado ao tipo de edificação, elemento da estrutura e localização no Estado do Rio Grande do Sul, sem indicar o risco associado. É importante, porém, levar em conta não apenas o aspecto quantitativo, mas também o qualitativo, pois podem ocorrer casos em que haja pequena incidência de fissuras, porém extremamente graves e que comprometam a integridade da edificação.

Como foi constatado anteriormente (Figura 4.7), o maior número de fissuras em concreto armado foi decorrente de movimentações térmicas causadas pelas condições ambientais (~30%). Estas, em sua maioria, eram fissuras sem gravidade ou de gravidade moderada (Tabela 4.7 e Figura 4.12). Em contrapartida, as fissuras por corrosão da armadura, representando apenas 12% do total das fissuras em concreto armado, demandaram uma atitude mais imediata de recuperação e, normalmente, mais onerosa, uma vez que a maior parte era grave e sua permanência poderia significar risco à estabilidade da edificação. Do mesmo modo, embora com incidência semelhante (~14%), as fissuras por eletrodutos e por sobrecargas não possuem a mesma importância pois, enquanto as primeiras eram, em sua maioria, apenas de ordem estética, sem gravidade, as por sobrecargas comprometeram (ou poderiam vir a comprometer) o desempenho previsto da estrutura, reduzindo a sua segurança.

De todas as fissuras analisadas, 32% foram consideradas sem gravidade, 42% moderadas e 26% graves (Figura 4.13). As figuras 4.14a-c mostram a incidência percentual de cada tipo de manifestação das fissuras de acordo com a gravidade que estas apresentam, o que nos permite atribuir a devida importância a cada uma delas, levando em conta não só a quantidade de fissuras existentes de cada tipo, mas o risco a elas associado.

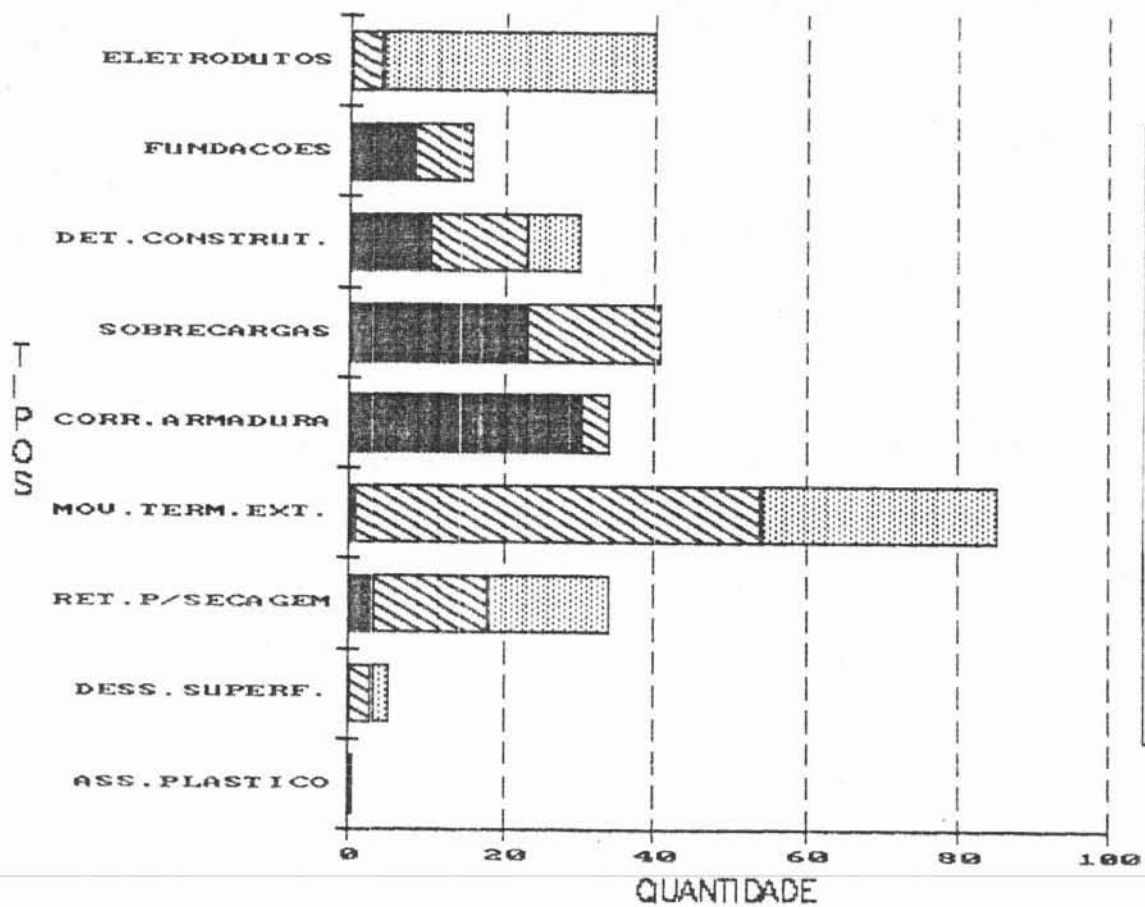


FIGURA 4.12 - Incidência dos tipos de fissuras em concreto armado conforme a gravidade do problema.

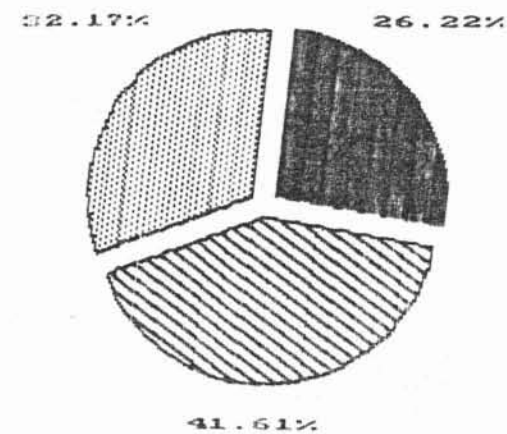
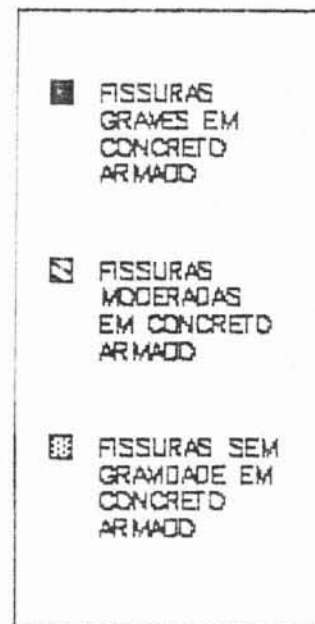


FIGURA 4.13 - Incidência relativa da gravidade das fissuras em concreto armado.

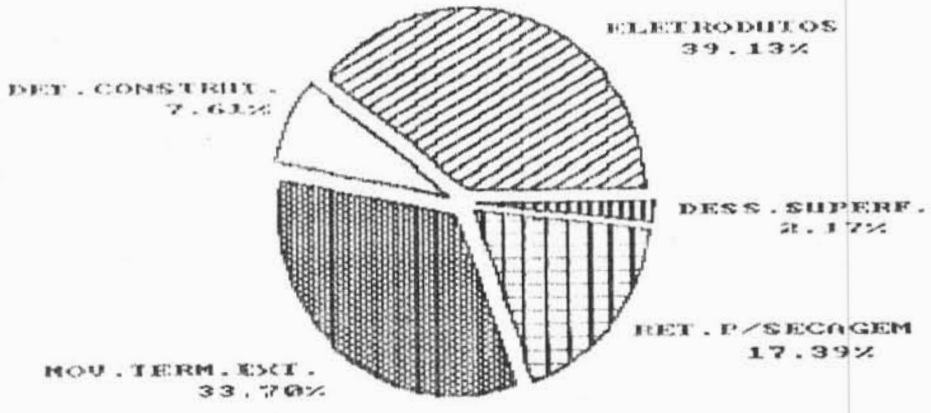


FIGURA 4.14a - Incidência relativa dos tipos de fissuras sem gravidade em concreto armado.

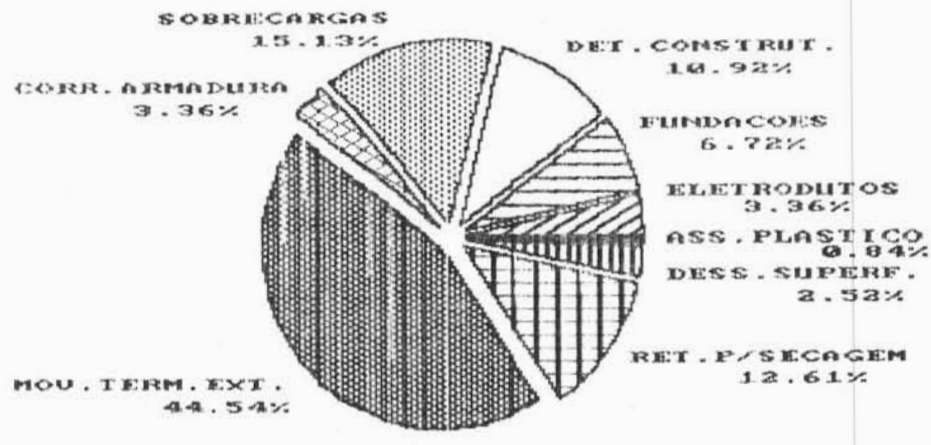


FIGURA 4.14b - Incidência relativa dos tipos de fissuras moderadas em concreto armado.

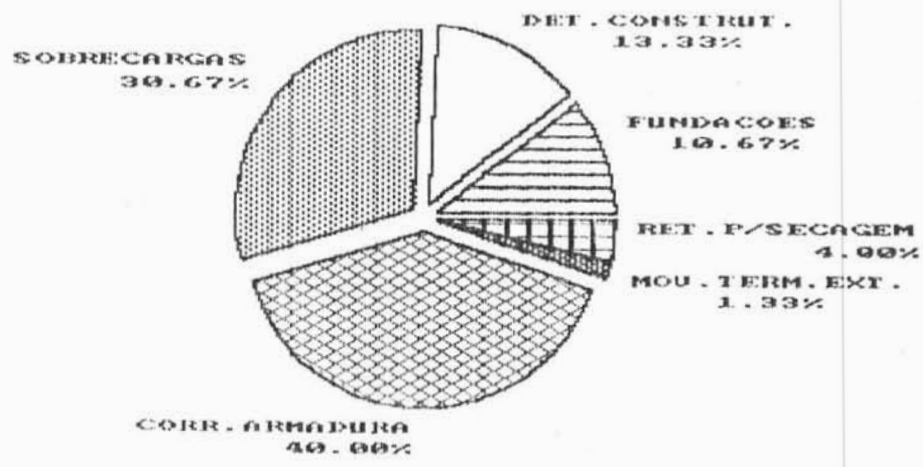


FIGURA 4.14c - Incidência relativa dos tipos de fissuras graves em concreto armado.

## 5. PREVENÇÃO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS CORRENTES DE CONCRETO ARMADO

A qualidade das edificações produzidas no país, nos últimos anos, tem apontado para níveis que de forma geral podem ser considerados insatisfatórios, redundando em problemas transferidos aos usuários e em gastos de recuperação e manutenção cuja magnitude não é desprezível .

Fazendo um estudo comparativo entre o custo inicial de uma estrutura de qualidade mais o custo de manutenção da mesma por ano de serviço, com respeito a de uma estrutura de baixa qualidade e de menor custo inicial, observamos que esta exige gastos com manutenção muito mais elevados que a primeira e que o custo total da estrutura de qualidade é, a longo prazo, inferior a da estrutura de baixa qualidade<sup>36</sup>.

Torna-se evidente, então, que é preferível *prevenir* que *corrigir* e tanto os projetistas, fabricantes, construtores como os usuários têm em suas mãos a possibilidade de reduzir a frequência com que surgem os defeitos nas edificações.

### 5.1 Controle de qualidade do processo de construção civil

O processo de construção pode ser esquematizado mediante um pentágono (Figura 5.1) em que aparecem cinco atividades principais: planejamento, projeto, materiais, execução e uso. Cada uma destas atividades é responsabilidade de diferentes pessoas: promotor, projetista, fabricante, construtor e usuário (MESEGUER<sup>40</sup>).

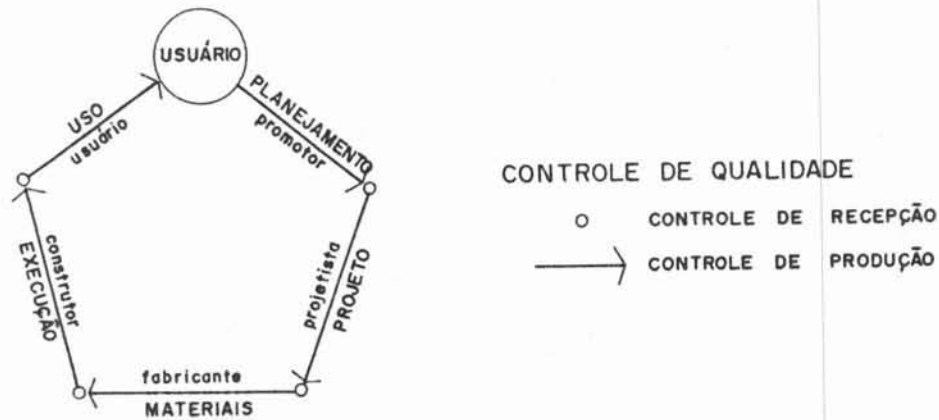


FIGURA 5.1 - Etapas do processo de construção civil (MESEGUER<sup>40</sup>)

Para HELENE<sup>44</sup>, o nível de desempenho e satisfação proporcionado pela construção aos usuários vai depender em muito da qualidade obtida nas quatro etapas de produção do empreendimento (planejamento, projeto, materiais e execução), assim como dos serviços de operação e manutenção, durante o uso. Em cada etapa do processo o controle da qualidade deverá ter uma meta específica a fim de se obter um resultado final que satisfaça às exigências do usuário, conforme indicado na Figura 5.2.

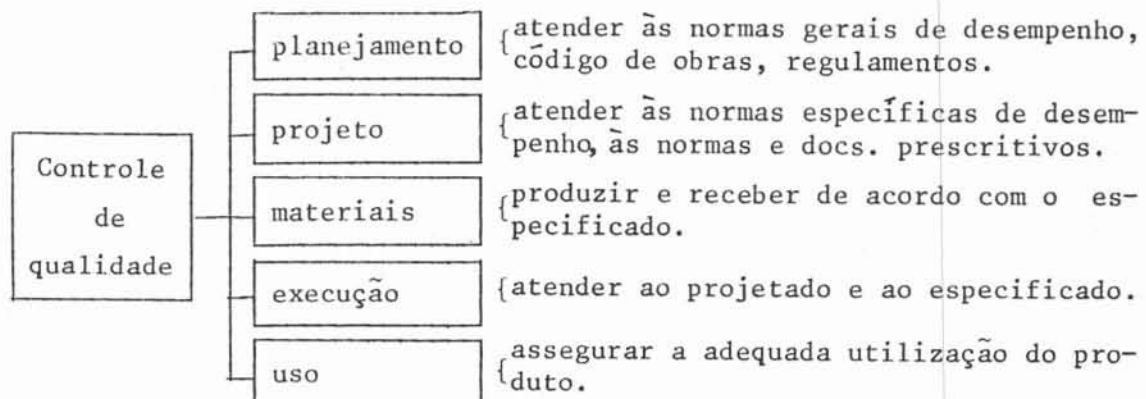


FIG. 5.2 - Metas do controle de qualidade a serem atingidas em cada etapa do processo (HELENE<sup>44</sup>)

O controle de qualidade do processo de construção pode ser organizado, segundo MESEGUER<sup>40</sup>, através de um duplo mecanismo articulado entre si e constituído por dois tipos de controle: o *controle de produção* e o *controle de recepção*. O *controle de produção* é exercido, dentro de cada aresta do pentágono (Figura 5.1), pela pessoa responsável pela atividade correspondente. Trata-se, pois, de um controle interno. O *controle de recepção* é realizado nos vértices do pentágono, ou seja, na passagem de uma atividade à outra, onde se dá uma transferência de responsabilidades; este controle é realizado, naturalmente, por quem recebe o produto da atividade anterior, sendo para ele uma matéria-prima. Trata-se, pois, de um controle externo.

A grande maioria dos problemas patológicos tem origem relacionada com alguma falha na realização de uma ou mais das atividades do processo da construção civil. Um programa de prevenção da ocorrência de fissuras em estruturas de concreto deve, portanto, de um lado atuar diretamente sobre a realização das diversas atividades da construção e de outro deve prever a implantação e operação de um bom sistema de controle de qualidade de todas as atividades.

A seguir é apresentada uma tabela-resumo (Tabela 5.1) onde constam, para os diferentes tipos de manifestações, as origens mais frequentes das fissuras em concreto armado dentro de cada uma das etapas do processo de construção civil, sendo após (item 5.2) estabelecidos alguns procedimentos e recomendações para prevenção de cada uma delas.

TABELA 5.1 - Origens das fissuras dentro das etapas do processo de construção civil

ETAPAS DO PROCESSO TIPOS DE DE CONSTRUÇÃO MANIFESTAÇÕES	PLANEJAMENTO E PROJETO	MATERIAIS	EXECUÇÃO	USO
Assentamento plástico	Falha na especificação da correta composição do concreto (elevada relação a/c, baixo consumo de cimento, falta de finos, etc.); Armaduras com diâmetros excessivos e/ou malhas densas.	Cimento com finura inadequada (maior finura - menor assentamento plástico); Areia com falta de finos, grãos achatados, etc.; Agregado com diâmetro muito elevado.	Vibração prolongada; Cura inadequada; Concretagens com temperaturas ambientais muito baixas; Falta de estanqueidade das fôrmas.	
Dessecação superficial	Falha na especificação da correta composição do concreto (alto consumo de cimento, elevada relação a/c, mistura com muitos agregados finos, seja pela areia ou por conter argila, cimento de alta finura e alta resistência, etc.).	Cimento com finura elevada; Cimento com alto teor de C <sub>3</sub> A.	Cura inadequada; Concretagens em tempo com baixa umidade relativa do ar e/ou com vento na superfície de concreto e/ou temperaturas ambientais elevadas; Falta de proteção da superfície de concreto da ação direta do sol; Excesso de vibração;	
			Falha na execução do concreto quanto à correta composição, teor de água e densidade da mistura; Agregados e fôrmas não saturados, resultando em absorção elevada.	



ETAPAS DO PROCESSO TIPOS DE DE CONSTRUÇÃO MANIFESTAÇÕES	PLANEJAMENTO E PROJETO	MATERIAIS	EXECUÇÃO	USO
Fôrmas	Falha no projeto das fôrmas (cargas verticais e horizontais subdimensionadas); Falha na comunicação projeto/execução (projetos mal detalhados, falta de dados).	Agregados com peso específico superior ao projetado; Material utilizado para confecção das fôrmas e escoramento com resistências inferior à admitida em projeto.	Falha no escoramento (escora fora de prumo, apoiada sobre base instável ou deformável, com pequena área de apoio, etc.); Lançamento inadequado do concreto; Confecção das fôrmas e escoramento em desacordo com o projeto; Vibração excessiva; Amarração ineficaz de cantos e detalhes construtivos.	
Retração por secagem	Falta de previsão de juntas de controle e dilatação; Falha na especificação da correta composição do concreto (elevada relação a/c, grande consumo de cimento e de água, menor teor de agregado resultando numa mistura mais rica, etc.); Grande superfícies dos elementos em contato com o ambiente;	Cimento com finura elevada; Cimentos que apresentam desenvolvimento rápido das resistências (tipo ARI); Agregados com pequeno módulo de deformação; Presença de argila no agregado.	Concretos com elevado abatimento (muito fluídos ou plásticos); Cobrimentos inadequados da armadura; Concretagens em tempo com baixa umidade relativa do ar e/ou temperaturas elevadas.	Baixa umidade relativa do ar.
	Detalhamento incorreto da armadura, utilizando barras de grandes diâmetros muito espaçadas.			

ETAPAS DO PROCESSO TIPOS DE DE CONSTRUÇÃO MANIFESTAÇÕES	PLANEJAMENTO E PROJETO	MATERIAIS	EXECUÇÃO	USO
Movimentação térmica interna (calor de hidratação)	Falha na especificação da correta composição química do cimento (elevadas proporções de C <sub>3</sub> A e C <sub>3</sub> S); Previsão incorreta de juntas de dilatação; Falha na especificação da correta composição do concreto (maior consumo de cimento, aditivos aceleradores de cura,...); Preponderância do volume sobre a superfície exposta do elemento concretado.	Cimentos com finura elevada; Cimentos de alto calor de hidratação; Agregados de baixa difusibilidade térmica.	Concretagem com temperatura ambiente elevada; Cura inadequada; Condições de aeração do ambiente insuficientes; Temperatura inicial do concreto muito elevada.	
Movimentação térmica externa (condições ambientais)	Previsão incorreta de juntas de dilatação e armaduras para absorver as movimentações térmicas; Projeto inadequado em relação à cor das superfícies, rugosidade e emitância; Falha na especificação da correta composição do concreto (agregado com coeficiente de dilatação térmica muito inferior ao da pasta aglomerante,...); Ineficiente consideração da orientação da superfície de concreto em relação à incidência de raios solares.		Insolação precoce.	Utilização de ar condicionado.

ETAPAS DO PROCESSO TIPOS DE DE CONSTRUÇÃO MANIFESTAÇÕES	PLANEJAMENTO E PROJETO	MATERIAIS	EXECUÇÃO	USO
Corrosão da armadura	<p>Detalhes construtivos que favorecem o acúmulo de água; Detalhamento inapropriado da armadura, não permitindo uma concretagem e compactação bem realizada;</p> <p>Falha na composição do concreto (elevadas relações água/cimento, tipo de cimento empregado não compatível com a permeabilidade e resistência a agentes agressivos requerida, uso indiscriminado de aditivos aceleradores de pega e endurecimento,...);</p> <p>Cobrimentos mal especificados, Limitação da abertura de fissura incorreta;</p> <p>Incorreta avaliação das condições higrotérmicas e agentes agressivos do local da obra.</p>	<p>Agregados contendo substâncias agressivas (cloretos, sulfatos,...);</p> <p>Água de amassamento contaminada;</p> <p>Barras de aço excessivamente corroídas.</p>	<p>Falta de homogeneidade do concreto. Cobrimento não uniforme ou insuficiente;</p> <p>Falha na execução do concreto quanto à correta composição, lançamento, adensamento, e cura.</p>	<p>Tratamentos de limpeza (com ácido muriático, por exemplo).</p>

ETAPAS DO PROCESSO TIPOS DE DE CONSTRUÇÃO MANIFESTAÇÕES	PLANEJAMENTO E PROJETO	MATERIAIS	EXECUÇÃO	USO
Reações com sulfatos	Falha na especificação da correta composição do concreto (elevada relação a/c, baixo consumo de cimento,...); Avaliação inadequada das condições de exposição do concreto aos sulfatos.	Cimentos com alto conteúdo de $C_3A$ .	Cura inadequada; Adensamento insuficiente.	Absorção de águas residuais industriais não tratadas.
Reações álcali/agregados	Altas relações água/cimento (permeabilidade); Misturas muito ricas.	Cimento com álcalis em excesso; Agregados reativos.	Cura inadequada.	
Sobrecargas	Não atendimento às normas técnicas (NBR 6118 e NBR 6120/80) Projeto mal concebido; Avaliação incorreta das cargas. Erros de cálculo.		Má interpretação do projeto estrutural.	Carregamento excessivo; Mudança de uso do edifício (solicitações não previstas).

ETAPAS DO PROCESSO TIPOS DE DE CONSTRUÇÃO MANIFESTAÇÕES	PLANEJAMENTO E PROJETO	MATERIAIS	EXECUÇÃO	USO
Detalhes construtivos	Desconhecimento do real funcionamento das estruturas ao projetá-las e detalhá-las; Falta de clareza nos projetos.	Emprego de aços de diferentes características mecânicas dentro de um mesmo elemento.	Falta de cuidado na montagem dos elementos; Desconhecimento do desenvolvimento das tensões e resistências no concreto; Erro na interpretação dos projetos.	
Fundações	Falta de investigação do subsolo (sondagens, amostras indeformadas,...); Erros de cálculo; Utilização de fundações de tipos diferentes na mesma edificação; Adoção de tipos inapropriados de fundação.	Qualidade insatisfatória dos materiais.	Dificuldade de concretagem abaixo do nível d'água subterrâneo; Falha no sistema de esgotamento de água do terreno; Compactação não uniforme do terreno.	Sobrecargas provenientes de construção vizinha; Presença e desenvolvimento de árvores próximas às edificações; Escavações realizadas sem o necessário cuidado; Deterioração de sapatas, estacas, tubulões ou blocos de fundação sob a ação de solos ou águas agressivas; Efeito de vibrações; Sobrecargas provenientes de adições ao projeto inicial (coberturas, piscinas, etc.).

## 5.2 Procedimentos e recomendações para prevenção de fissuras

São fornecidas, a seguir, algumas informações acerca de procedimentos a serem adotados a fim de evitar, eliminar ou minorar a ocorrência de fissuras em edificações.

### 5.2.1 Assentamento plástico

As fissuras devido ao assentamento plástico podem ser evitadas, de acordo com o CEB<sup>21</sup>, pela correta composição do concreto e condições que eliminem a rápida evaporação após a colocação em obra, reduzindo a diferença entre o adensamento superficial e o que tem lugar no interior da massa.

JOHNSON<sup>58</sup> sugere a utilização de uma mistura densa e salienta a necessidade de uma compactação por vibração adequada, ou seja, evitando o uso prolongado do vibrador bem como a transmissão das vibrações através das armaduras.

Em relação à composição do concreto, podemos obter uma melhoria com as seguintes providências:

- a) reduzindo a dosagem de água na mistura;
- b) utilizando pozolonas em substituição parcial do cimento; esta melhoria depende diretamente da finura do produto e da porcentagem substituída, e atua aumentando a plasticidade da mistura e diminuindo a água de exsudação<sup>8</sup>;
- c) utilizando aditivos plastificantes ou incorporadores de ar (que aumentam a trabalhabilidade, permitindo a redução do consumo de água e minimizando a exsudação);
- d) utilizando cimentos mais finos e areia com distribuição granulométrica dentro das faixas recomendadas pelas normas;
- e) evitando a presença de determinados minerais, tais como micas e feldspatos, que tornam mais instável a suspensão devido, talvez, às forças de repulsão elétrica entre grãos<sup>76</sup>.

Como o assentamento plástico ocorre geralmente durante o período que antecede a pega, quanto maior o intervalo de tempo decorrido antes da pega, tanto mais acentuada será a sedimentação. Por este motivo, devemos evitar concretagens em temperaturas baixas e o uso de aditivos retardador de pega ou gesso, em excesso.

De acordo com o ACI JOURNAL<sup>6</sup>, o projeto de fôrmas estruturais adequadas, o aumento no recobrimento do concreto e a utilização de armaduras de menor diâmetro tendem a diminuir a fissuração por assentamento plástico.

### 5.2.2 Dessecação superficial

As medidas para reduzir a evaporação da água na superfície do concreto e, em consequência, diminuir o risco de fissuração devido ao dessecamento superficial, segundo RIPPER<sup>80</sup>, consistem em:

- a) baixar a temperatura do concreto durante os dias quentes:
  - resfriando a água de amassamento;
  - estocando os agregados à sombra ou molhando-os;
  - protegendo as fôrmas e o próprio concreto do sol;
  - lançando o concreto durante os períodos mais frios do dia (tarde ou noite);
- b) reduzir a velocidade do vento na superfície do concreto:
  - construindo barreiras para o vento com madeira, plástico ou vegetação;
- c) manter a umidade do concreto:
  - proteger a superfície do concreto caso haja atraso entre o lançamento e o acabamento;
  - aspergir água sobre o concreto acabado tão logo desapareça o brilho, que indica a secagem superficial; esta medida deve ser usada com preocupação, evitando secagens demasiadamente profundas pa-

ra não ocorrer uma fadiga superficial devido a contrações e expansões frequentes e intensas, que teria por efeito aumentar a fissuração ou diminuir a resistência da superfície;

- aplicar produtos de cura química (película de cura).

COUTINHO<sup>28</sup> recomenda as seguintes medidas preventivas:

- a) umedecer as fôrmas e a base de lançamento do concreto;
- b) umedecer os agregados caso eles sejam absorventes e estejam secos;
- c) evitar temperaturas elevadas do concreto em relação ao ambiente;
- d) reduzir o tempo entre o lançamento e o início da cura;
- e) começar a cura tão cedo quanto possível depois do lançamento e acabamento.

No caso de fôrmas de madeira, estas devem ser molhadas com frequência para impedir a secagem através delas, pois o coeficiente de permeabilidade higrométrica da madeira é superior ao do concreto, mesmo nas primeiras idades. As superfícies expostas do concreto devem ser cobertas com água, areia, terra, juta ou qualquer outra substância que retenha água, ou aplicadas películas de cura impermeáveis ao vapor d'água, preferencialmente de cor clara para não absorver a radiação solar, impedindo assim a subida da temperatura do concreto, que teria como consequência apressar a saída da água.

### 5.2.3 Movimentação das fôrmas

A prevenção de fissuras devido à movimentação das fôrmas inicia-se com um projeto bem realizado, onde todos os esforços atuantes, bem como as peculiaridades e condições da obra, são levados em conta, e é complementada com uma supervisão competente durante a execução do conjunto de fôrmas e posterior lançamento do concreto.



Em relação ao projeto, todos os cálculos devem ser revisados e, quando necessário, consultados especialistas. Cargas especiais como do vento, de equipamentos e a influência da velocidade e seqüência de lançamento devem ser consideradas cuidadosamente. É necessário, também, verificações quanto a deformações excessivas das fôrmas.

Como os desenhos e detalhes são normalmente interpretados por mão-de-obra não qualificada, é importante serem simples, de fácil entendimento e com todas as informações necessárias (planos de concretagem, velocidade de lançamento, etc.).

Muitos problemas que ocorrem nas fôrmas, resultando por vezes em fissuras, são resultados de um baixo desempenho da mão-de-obra, principalmente quando o tempo das operações diminui pela introdução de sistemas de incentivos e tarefas. É aconselhável, pois, tentar empregar mão-de-obra mais qualificada e treinar cada novo elemento que ingressar na equipe.

Em relação ao escoramento, RICHARDSON<sup>79</sup> chama a atenção para alguns detalhes que devem ser evitados durante a execução (Figura 5.3).

No caso de dúvida sobre a capacidade de suporte do solo sobre o qual se apóiam os elementos estruturais das fôrmas, este poderá ser compactado ou revestido com algum material resistente (HURD<sup>50</sup>).

Atenção especial deve ser dada a situações particulares onde a necessidade de outras atividades, por razões de acesso, possa remover ou deslocar as fôrmas ou escoramento.

Constitui-se uma medida preventiva eficaz a execução cuidadosa dos detalhes de ligações, apoios e cantos, bem como a eliminação, sempre que possível, do uso de materiais defeituosos.

As fôrmas e escoramento devem ser mantidos no local o tempo suficiente para que o concreto desenvolva as resistências previstas para evitar a deformação excessiva do conjunto e conseqüente formação de fissuras.

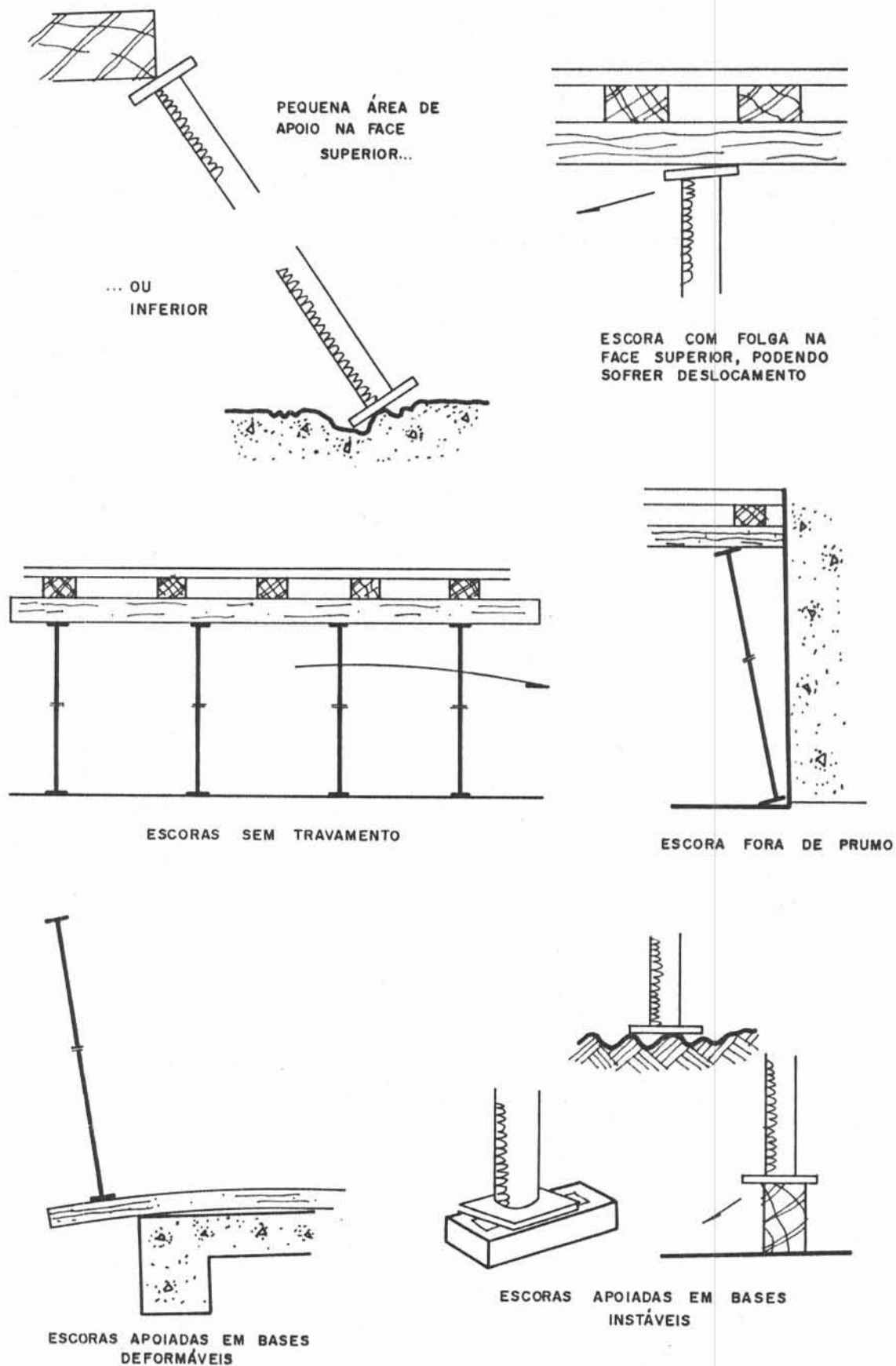


FIGURA 5.3 - Procedimentos que devem ser evitados na execução de fôrmas.

#### 5.2.4 Retração por secagem

De acordo com o ACI JOURNAL<sup>6</sup>, as fissuras devido à retração por secagem podem ser minimizadas:

- a) utilizando a máxima quantidade possível de agregados graúdos na mistura, pois são eles que restringem a retração que ocorreria com a pasta de cimento;
- b) reduzindo ao mínimo a dosagem de água;
- c) utilizando juntas de dilatação devidamente espaçadas;
- d) no caso de paredes e muros, através da redução da quantidade de água no concreto à medida em que é concretado, do fundo até o topo da fôrma; com este procedimento, a água de exsudação de partes inferiores da peça tenderão a equilibrar o conteúdo de água na peça.

NORONHA<sup>69</sup> sugere o emprego de cimentos que apresentem desenvolvimento mais lento das resistências para diminuir a ocorrência de fissuras.

A presença de argila no agregado deve ser evitada pois esta diminui a sua capacidade de restringir a retração e, como a própria argila é sujeita à retração, uma capa de argila cobrindo o agregado pode aumentar a retração de até 70% (POWERS, citado por NEVILLE<sup>68</sup>).

Além dos procedimentos anteriores, pode-se limitar os efeitos da retração prevendo uma armadura com diâmetros devidamente espaçados, ou seja, utilizando um maior número de barras de menor diâmetro ao invés de barras de grandes diâmetros. JOHNSON<sup>58</sup> lembra da necessidade do uso de armadura de pele em vigas esbeltas para distribuir as fissuras que podem se formar e diminuir suas larguras, conseguindo que cheguem a ser imperceptíveis a olho nú.

## 5.2.5 Movimentação térmica

### 5.2.5.1 Influências internas: calor de hidratação do cimento

Existem diversas maneiras de limitar o calor gerado pelas reações exotérmicas de hidratação do cimento, entre elas:

- a) rebaixar a temperatura de lançamento do concreto a fim de que a temperatura final não se eleve a patamares muito altos, pois são comuns variações de 30° a 40°C acima da temperatura ambiente;
- b) empregar cimento de baixo calor de hidratação (< 65 cal/g a 7 dias), ou cimento pozolânico ou de alto forno;
- c) utilizar aditivos retardadores ou retardadores plastificantes, reduzindo assim a velocidade das reações, permitindo melhor dissipação do calor gerado;
- d) utilizar agregados com elevada difusibilidade térmica como calcário e granito;
- e) limitar o consumo de cimento ao mínimo possível em função das características do projeto. De acordo com VERÇOZA<sup>97</sup> (1975), mesmo para pequenos volumes de concreto, o consumo superior a 450 kg/m<sup>3</sup> dará tais deformações que não compensará o aumento de resistência mecânica, ficando o ideal entre 300-400 kg/m<sup>3</sup>, quando se necessitar resistência elevada;
- f) reduzir a temperatura inicial do concreto do seguinte modo:
  - a temperatura do cimento não deve ser superior a 50°C (deve ser estocado por uma semana antes do emprego);
  - reduzir a temperatura dos agregados miúdos (passando a areia através de tubos imersos em água refrigerada, por exemplo), e dos agregados graúdos pela imersão em tanques de água fria ou pela molhagem do agregado em estoque e posterior jateamento com ar gelado (TOWNSEND<sup>90</sup>).

- emprego de água fria ou gelo no concreto;
- concretar em turno de temperatura descendente;
- g) emprego de formas metálicas para maior dissipação do calor;
- h) remoção das formas no menor prazo possível;
- i) cura abundante com água para melhor dissipação do calor e diminuição da retração.

Para diminuir a possibilidade de fissuração térmica em estruturas correntes, ISAIA <sup>54</sup> sugere a adoção de uma armadura convenientemente distribuída e CANOVAS <sup>36</sup> alerta a importância da existência e perfeita execução de juntas de dilatação, capazes de absorver as deformações originadas pela variação de temperatura interna do concreto.

De acordo com o CEB <sup>25</sup>, porém, nenhuma armadura seria capaz de evitar a formação de fissuras pois o concreto se encontra num estado de pequena resistência à tração e pequena capacidade de ancoragem.

#### 5.2.5.2 - Influências externas: mudança nas condições ambientais

Considerando que a variação de temperatura do concreto armado é influenciada por diversos fatores climáticos, incluindo temperatura ambiente, radiação solar e ação do vento, bem como pelas características térmicas do próprio material (cor, rugosidade, ...), fica difícil a determinação da temperatura de um elemento de concreto em determinado momento, a não ser por medição direta. Porém, em estudos de dilatação e contração térmica, é importante calcular o movimento máximo previsível, que está associado a temperaturas máximas e mínimas que presumivelmente o elemento sofrerá. (JOHN <sup>57</sup>).

De acordo com os trabalhos realizados por KARPATI e GIBBONS, citados por ASHTON e SEREDA <sup>9</sup>, a correlação das temperaturas obtidas em estações meteorológicas com os movimentos observados em ciclos longos (variações anuais) permitem a previsão do movimento máximo anual com 95% de confiança, embora não se apresente satisfatória para movimentos observados em ciclos curtos (variações diárias).

Para o caso do Rio Grande do Sul, baseado em dados obtidos de observações meteorológicas realizadas pelo 8º Distrito de Meteorologia, em Porto Alegre, durante o período 1977 - 1986 (Anexo 1), temos que a temperatura ambiente pode variar acima de 21°C entre noite e dia, e acima de 37°C entre verão e inverno. Para o coeficiente de dilatação térmica do concreto variando de 7 a  $11 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (6) pode-se prever, para uma variação de temperatura de 37°C, movimentos livres de 0,26 a 0,41 mm/m.

A Norma Brasileira NBR 6118<sup>11</sup>, porém, dispensa o cálculo da influência da variação de temperatura para "edifícios que não tenham em planta dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 30m".

Isto significa que, em Porto Alegre, para uma extensão de 30m, os elementos sofreram, no período de 1977-1986, movimentações de 0,8 a 1,2 cm, que são valores muito elevados estando os mesmos vinculados e/ou impedidos de livre movimentação. Este fato justifica o elevado percentual encontrado (Capítulo 4, Figura 4.7) de fissuras causadas por movimentação térmica externa no levantamento de casos no Estado do Rio Grande do Sul e mostra a importância do cálculo dos efeitos das variações de temperatura para reduzir as tensões que se produzem na estrutura mesmo para extensões menores de 30m.

JOHNSON (58) propõe a adoção de armaduras que repartam as tensões e absorvam as movimentações térmicas. Também sugere a possibilidade de recorrer ao isolamento térmico.

Especial atenção deve ser dada no projeto de estruturas em que algumas partes estão expostas às variações de temperatura enquanto as demais partes da estrutura estão parcial ou totalmente protegidas. Uma queda na temperatura poderá causar fissuras no elemento exposto, enquanto um aumento de temperatura poderá fissurar a parte protegida da estrutura.

Devemos considerar, ainda, o efeito do uso de ar condicionado, submetendo as estruturas a maiores desigualdades de temperatura entre suas diferentes partes, bem como o efeito das cores e rugosidades em relação à absorção solar, dando preferência às cores claras que refletem melhor a radiação do sol, diminuindo a temperatura superficial do concreto.

### 5.2.6 Corrosão da armadura

Especial atenção deve ser dada para prevenir a corrosão das armaduras por ser, dos tipos de manifestações levantadas no estudo de caso realizado na CIENTEC, o de maior incidência entre os considerados graves (Capítulo 4 - Figura 4.14)

As principais medidas preventivas consistem em;

a) utilizar concretos suficientemente compactos para evitar a progressão da carbonatação até espessuras elevadas. Mesmo nos casos correntes de concreto armado exposto à atmosfera normal é necessário assegurar uma proteção mínima à armadura, respeitando-se um mínimo consumo de cimento e um máximo valor da razão água/cimento. A norma brasileira NBR 6118<sup>11</sup> especifica para uma dosagem não experimental, feita no canteiro da obra, uma quantidade mínima de 300 kg de cimento por m<sup>3</sup> de concreto.

b) definir um cobrimento adequado de concreto às armaduras. A norma NBR 6118<sup>11</sup> especifica, quanto à proteção das armaduras, o seguinte:

"Qualquer barra da armadura, inclusive de distribuição, de montagem e estribos, deve ter cobrimento de concreto pelo menos igual ao seu diâmetro, mas não menor que:

a) para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1,0 cm:

- em lajes no interior de edifícios	0,5cm
- em paredes no interior de edifícios	1,0cm
- em lajes e paredes ao ar livre	1,5cm
- em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios	1,5cm
- em vigas, pilares e arcos ao ar livre	2,0cm

b) para concreto aparente:

- no interior de edifícios	2,0cm
- ao ar livre	2,5cm

c) para concreto em contato com o solo 3,0cm  
-se o solo não for rochoso, sob a estrutura deverá ser

interposta uma camada de concreto simples, não considerada no cálculo, com o consumo mínimo de 250 kg de cimento por metro cúbico e espessura de pelo menos 5,0cm.

d) para concreto em meio fortemente agressivo 4,0cm

Para cobrimento maior do que 6,0 cm deve-se colocar uma armadura de pele complementar, em rede, cujo cobrimento não deve ser inferior aos limites especificados neste item.

Medidas especiais - além do cobrimento mínimo, deverão ser tomadas medidas especiais para aumentar a proteção da armadura se o concreto for sujeito à abrasão, a altas temperaturas, a correntes elétricas ou a agentes fortemente agressivos, tais como ambiente marinho e agentes químicos."

Estas recomendações não são, no entanto, suficientes para a prevenção da corrosão. O cobrimento depende ainda de outros fatores essenciais que não são levados em conta quando estabelecidos os valores pela norma brasileira; entre eles a constituição do concreto a que os cobrimentos se referem; qual a atmosfera (ambiente) que envolve a estrutura; a natureza da solicitação mecânica a que estará sujeita (predominantemente cíclica ou estática); a qualidade das técnicas construtivas empregadas na obtenção dos componentes; o teor de cloretos de concreto e outros. A partir destas observações, HELENE<sup>44</sup> apresenta os valores mínimos de cobrimento recomendados por alguns órgãos e entidades internacionais (ACI, BSI, DIN, FIP e PCI) e formula uma sugestão, tipo roteiro, de como poderia ser escolhido o cobrimento de concreto para garantir a proteção da armadura.

c) Utilizar concretos com capilaridade e permeabilidade suficientemente reduzidas. Segundo DURIEZ, citado por COUTINHO<sup>28</sup>, para que o concreto não seja higroscópico é necessário que se verifiquem as seguintes condições:

- a areia fina ( $\emptyset < 0,3\text{mm}$ ) não deve entrar na composição do concreto em proporção superior a 5 ou 10% para evitar o contato direto das partículas grão a grão, responsáveis pela subida capilar, pois estas deverão ser envolvidas por pasta de cimento;



- é conveniente que a dosagem de cimento não exceda 400 kg/m<sup>3</sup> e que a máxima dimensão do agregado seja de 20 ou 30 mm;
- a relação água/cimento não deve exceder 0,40 a 0,45.

Outras medidas que contribuem para reduzir a permeabilidade e capilaridade consistem na hidrofugação da superfície ou da massa de concreto (embora seja uma medida temporária), no emprego de um agente introdutor de ar na composição do concreto (criação de bolhas de ar diminuem a capilaridade) e na melhoria das condições de cura, mantendo a superfície de concreto úmida durante 2 ou 3 semanas ou pintando-a com uma membrana de cura.

d) Evitar a fissuração do concreto armado. Conforme foi apresentado no capítulo 3, os diversos órgãos e entidades normativas não possuem opiniões concordantes sobre a questão da abertura máxima das fissuras na superfície de concreto. Porém, segundo COUTINHO <sup>28</sup>, nos casos correntes das atmosferas normais, aberturas de fissuras que não excedam 0,2 a 0,5mm, com espessuras normais de cobrimento e compacidade adequada, não são perigosas para a conservação das armaduras. Em trabalhos realizados por SCHIESSL e analisados por LEONHARDT<sup>61</sup>, ficou provado que para garantia de proteção contra corrosão a longo prazo, são muito mais importantes a impermeabilidade, o consumo de cimento e um cobrimento de concreto grande do que a abertura das fissuras.

e) Utilizar revestimentos protetores das armaduras e de agentes inibidores da corrosão. Nos casos em que são prováveis corrosões importantes das armaduras e em que não se pode deixar de construir em concreto armado, devem ser tomadas medidas especiais tais como mudar o material das armaduras e usar metais mais nobres (aços inoxidáveis especiais, por exemplo, que resistem à corrosão da água do mar). Outra solução é a de utilizar revestimentos protetores das armaduras, que podem ser metálicos (níquel, zinco) e não metálicos (resinas, epóxi e outras substâncias orgânicas)<sup>33</sup>. Também podem ser utilizados inibidores químicos adicionados à massa do concreto para proteção das armaduras, entre eles nitratos de sódio, benzoatos de sódio, fosfatos, cromatos de potássio, sulfitos, polifosfatos, bicarbonatos de sódio, sulfatos de zinco, etc. (COUTINHO <sup>28</sup>).

f) Garantir a homogeneidade do concreto e a uniformidade do cobrimento de concreto. A uniformidade do cobrimento pode ser garantido com o emprego de pastilhas ("rapaduras") distribuídos ao longo do componente estrutural.

g) 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, pois pequenos teores de cloreto, concentrados numa determinada região da peça, podem ser mais prejudiciais do que teores mais elevados distribuídos de maneira uniforme e homogênea (THOMAZ<sup>89</sup>).

h) empregar cimentos com baixo conteúdo de cal e cimentos pozolânicos. Os resultados de testes químicos realizados por TREADAWAY e PAGE<sup>91</sup> mostram que cimentos com composições químicas diferentes possuem capacidade diferenciada de fornecer proteção às armaduras, em condições aparentemente idênticas.

i) Evitar detalhes construtivos que favoreçam o processo de corrosão. Com este objetivo, o CEB<sup>22</sup> sugere que sejam projetadas superfícies de concreto o mais planas possíveis (nos cantos ou regiões angulosas haverá uma maior atuação de agentes agressivos pelos dois lados, o cobrimento é mais difícil de ser mantido e o perigo de lascamento aumenta), bem como detalhes que evitem o acúmulo de água sobre os elementos.

#### 5.2.7 Reações expansivas com sulfatos

As precauções necessárias para fornecer ao concreto uma resistência adequada ao ataque dos sulfatos consistem em garantir uma baixa permeabilidade ao material e optar por cimentos com baixo teor de  $C_3A$ , como os cimentos Portland resistente aos sulfatos ou cimentos Portland de alto-forno. Outros cimentos, como os supersulfatados e os aluminosos, também resistem bem ao ataque dos sulfatos.

Consegue-se ainda melhorar a resistência aos sulfatos com a adoção de pozolanas, ou mesmo, pela substituição parcial de cimento por esses materiais. A reação pozolânica deixa menos hidróxido de cálcio para ser lixiviado, reduzindo também a permeabilidade do concreto. Estudos realizados pelo Bureau of Reclama-

tion - USA, em 1970 e 1972, e relatados por ANDRIOLO<sup>8</sup>, mostraram que concretos produzidos com material pozolânico resistem de maneira surpreendente ao ataque dos sulfatos, superando, inclusive, o desempenho dos concretos produzidos com cimentos resistentes aos sulfatos.

A influência da dosagem do cimento é importante. Pode-se constatar que os concretos com altos teores de cimento (em torno de 390 kg/m<sup>3</sup>) são atacados lentamente, mesmo quando preparados com cimento Portland comum (NEVILLE<sup>6 8</sup>).

Devem ser evitadas segregações durante o transporte e lançamento do concreto e realizada uma cura apropriada para garantir uma hidratação suficiente. A incorporação de ar, bem como uma cura com vapor a alta pressão, aumentam o desempenho do concreto exposto à ação dos sulfatos.

Quando as condições de exposição forem muito severas, pode-se optar pelo uso de revestimentos protetores que impedem a penetração do sulfato em solução e, conseqüentemente, o desenvolvimento das reações expansivas.

#### 5.2.8 Reações expansivas com álcali-agregados

A escolha de um agregado adequado não reativo é, sem dúvida, o método mais fácil e efetivo para evitar os danos causados pela reação álcali-agregado. Mas nem sempre é possível o critério de rejeição para materiais que não atendem às condições de especificação para agregados inertes. Nestes casos, são necessárias medidas preventivas para minimizar a expansão, de forma a garantir a durabilidade do concreto

De acordo com BAUER<sup>1,2</sup>, deve ser utilizado um cimento contendo menos que 0,6% de álcalis quando o agregado empregado for reativo, não como um meio para prevenir, mas sim para minimizar a reação expansiva.

Já a ação de pozolana pode ser considerada como efetiva na inibição da ação expansiva na reação álcali-sílica, mostrando-se relativamente ineficiente no combate à reação álcali-carbonato. Em primeira instância, uma pozolana de baixo teor de álcalis efetivamente reduz o teor de álcalis da mistura cimento-pozolana enquanto que em segunda instância, a maior parte das hidroxilas disponíveis reagem preferencialmente com a pozolana, devido à

sua maior superfície específica comparada com a do agregado reativo.

Certos tipos de concretos com grandes quantidades de vazios podem inibir a expansão, criando suficientes espaços não ocupados onde haverá lugar para os produtos expansivos da reação. Para que tal efeito se produza, é necessário que esta quantidade de vazios seja suficientemente grande, pelo menos 8% em volume. O tipo de bolhas de ar causadas pela adição do incorporador de ar não é suficientemente grande para inibir a expansão do concreto. Misturas muito pobres, baixa relação água/cimento, adensamento insuficiente, concreto sem finos e concreto com agregados leves efetivamente inibem a expansão (PAULON<sup>71</sup>).

5.2.9 - Sobrecargas

Para evitar que as aberturas das fissuras resultantes da atuação de cargas externas em elementos de concreto não ultrapassem os limites estabelecidos pelas normas, especial cuidado deve-se dar ao planejamento e projeto das estruturas. As cargas atuantes devem ser devidamente avaliadas, os vínculos entre os componentes definidos e nenhuma solicitação esquecida. Todas as limitações normalizadas (NBR 6118) devem ser obedecidas.

Um ponto importante cabe ao detalhamento da armadura. Obtem-se um comportamento resistente mais favorável dos elementos de concreto quando as armaduras forem dispostas segundo as trajetórias das tensões principais de tração e distribuídas, em barras finas, na seção tracionada, proporcionalmente ao valor das tensões de tração. Os diâmetros das barras devem ser escolhidos de tal modo que não surjam tensões muito elevadas pela ação da aderência e as aberturas das fissuras permaneçam abaixo dos valores admissíveis. Em princípio, as distâncias entre as fissuras e as aberturas das mesmas são tanto menores quanto menor o espaçamento entre as barras e o diâmetro das barras.

A representação gráfica dos projetos deve ser realizada de maneira completa e clara, não dando margem a erros de interpretação. Valores adotados para o cálculo e que necessitam ser observados na hora da execução, tais como cobrimento, resistência característica do concreto à compressão e tipo de aço utilizado, devem constar em lugar de destaque.

De nada adianta, no entanto, a perfeita concepção, avaliação de cargas, realização dos cálculos, verificações quanto aos estados-limite últimos e apresentação dos projetos se a estrutura for solicitada por uma carga superior à prevista, como nos casos em que ocorre mudança no uso da edificação ou concentração de elevadas cargas em determinados locais (arquivos ou construção de piscinas em coberturas, por exemplo). Nestas situações, cabe alertar aos usuários da necessidade de verificações da capacidade suporte da estrutura por engenheiros, antes de tomar atitudes que alterem as solicitações existentes.

#### 5.2.10 - Detalhes construtivos

Os efeitos de falhas nos projetos e/ou detalhamento variam desde pequenos problemas estéticos até a perda da função estrutural dos elementos de concreto. De acordo com o ACI<sup>6</sup>, estes problemas podem ser eliminados ou minimizados somente através de um profundo conhecimento do comportamento estrutural, no seu mais amplo sentido.

#### 5.2.11 - Fundações

O custo de uma fundação raramente excede um décimo do custo total da edificação, mas dela dependerá o bom desempenho e a estabilidade futura da construção. Toda a tentativa de economizar nesta etapa da obra, seja nas investigações preliminares, nos projetos, nos materiais ou na mão de obra, poderá colocar em risco a superestrutura, mesmo que esta seja bem protegida e construída (SZÉCHY<sup>8 7</sup>).

Na maioria dos casos a investigação preliminar poderá ser realizada com simples sondagens de reconhecimento. Entretanto, quando a obra já é de um certo vulto ou quando se quer tirar partido de todas as características do subsolo, é necessário a retirada de amostras indeformadas para ensaios de laboratórios.

Uma vez feita a investigação preliminar, os resultados devem ser interpretados e realizado o projeto de fundações por profissionais especializados.

Cuidado especial deve ser tomado na execução, principalmente no caso de estacas profundas de concreto onde podem ocorrer falhas ou descontinuidades.

A leitura de artigos que descrevem casos reais de problemas em fundações é, na opinião de URIEL ORTIZ<sup>94</sup>, altamente recomendável. Saber os mecanismos pelos quais normalmente ocorrem as falhas e quais são suas causas mais comuns é tão importante quanto uma boa formação sobre os métodos de cálculos de fundações. Esta experiência pode ser obtida à base de fracassos pessoais, mas é preferível obtê-la através do conhecimento dos fracassos dos outros.

Alguns casos comuns de falhas são apresentados a seguir<sup>89,94</sup>:

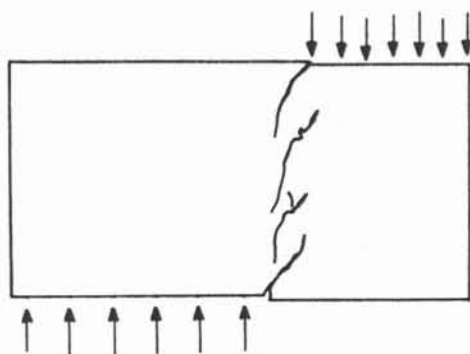


FIGURA 5.4 - Fundações contínuas solicitadas por carregamentos desbalanceados: o trecho mais carregado apresenta maior recalque, originando-se trincas de cisalhamento no painel.

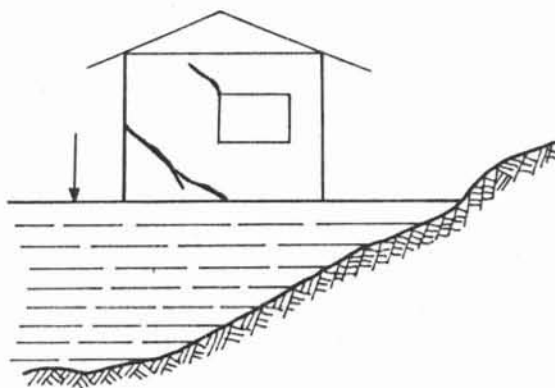


FIGURA 5.5 - Recalque diferenciado, por consolidação distinta do aterro carregado.

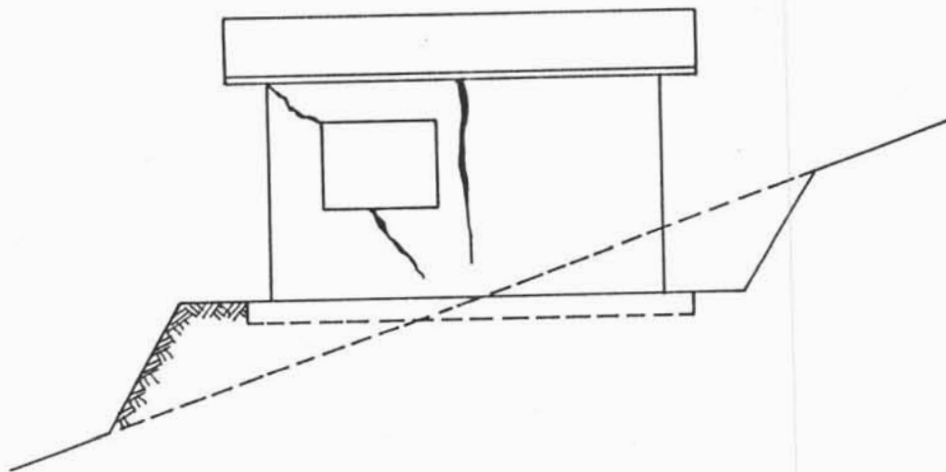


FIGURA 5.6 - Fundações assentadas sobre seções de corte e aterro.

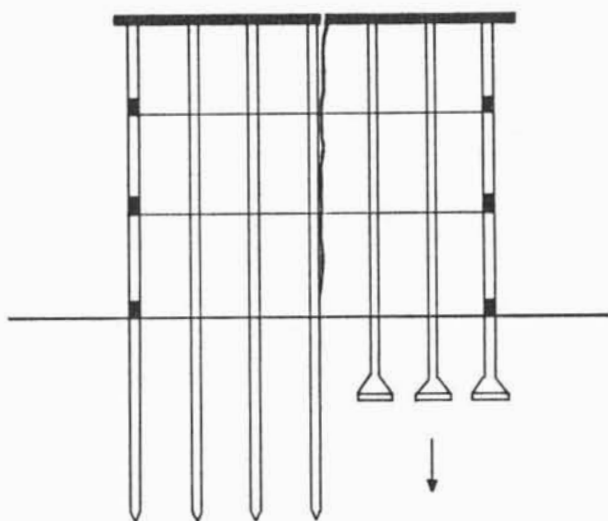


FIGURA 5.7 - Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: recalques diferenciados entre os sistemas, com a presença de fissuras de cisalhamento no corpo da obra.

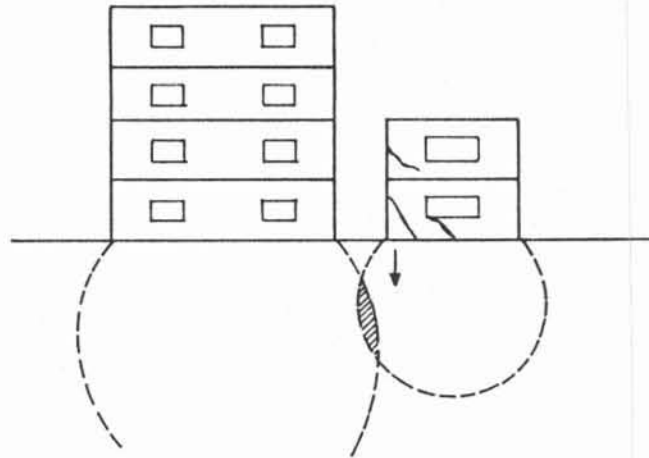


FIGURA 5.8 - Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior.

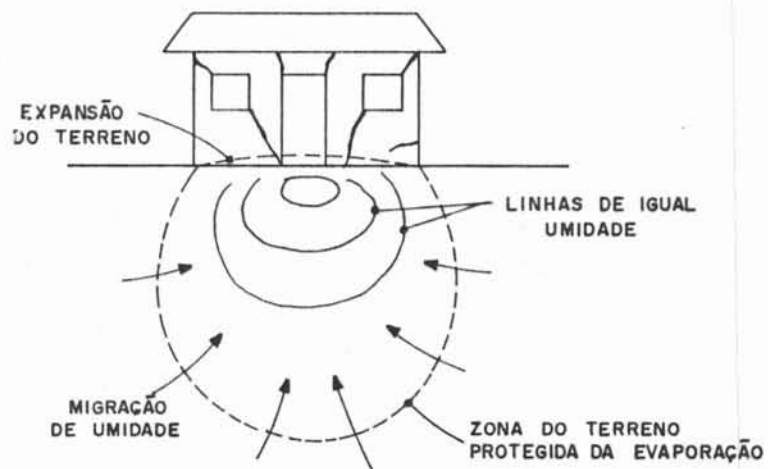


FIGURA 5.9 - Fissuração em consequência do aumento de umidade em solo expansivo.



## 6. CORREÇÃO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Para que se possa combater os efeitos de uma fissura da melhor forma possível, é fundamental que se identifique, com precisão, todos os aspectos do problema, ou seja, os sintomas, mecanismo de ocorrência, origem, causas e conseqüências no comportamento geral da estrutura. Esta identificação não é tarefa fácil, pois as causas da fissuração são várias e a investigação destas requer um estudo não só da tecnologia dos materiais como também da mecânica das estruturas, além de exigir do investigador muita paciência, curiosidade e imaginação. Não obstante, a observação de certos métodos e a adoção de uma sistemática no enfoque dos casos pode facilitar o processo de investigação.

### 6.1 Procedimentos para a formulação do diagnóstico da situação

A investigação necessária para o diagnóstico da(s) causa(s) responsável por algum defeito na edificação deve ser realizada de maneira completa e sistemática. Assim como em um projeto, um procedimento linear direto é raramente possível - o processo é, inevitavelmente, iterativo (cíclico) - e quanto mais raro e complexo o fenômeno sob análise, maior a necessidade de retornar e repetir alguns ou todos os estágios previamente executados (ADDLESON<sup>1</sup>).

Para ELDRIDGE<sup>32</sup>, é necessário, em primeiro lugar, eliminar qualquer idéia preconcebida a respeito das causas determinantes do defeito em questão. Portanto, nunca se deve utilizar o diagnóstico como um meio de confirmar uma opinião já formada; é imprescindível partir de uma postura não tendenciosa e com disposição a coletar e analisar imparcialmente todos os dados disponíveis.

LICHTENSTEIN<sup>62</sup> propõe um procedimento para a resolução de problemas patológicos baseado em três fases distintas e que pode ser esquematizado conforme Figura 6.1.

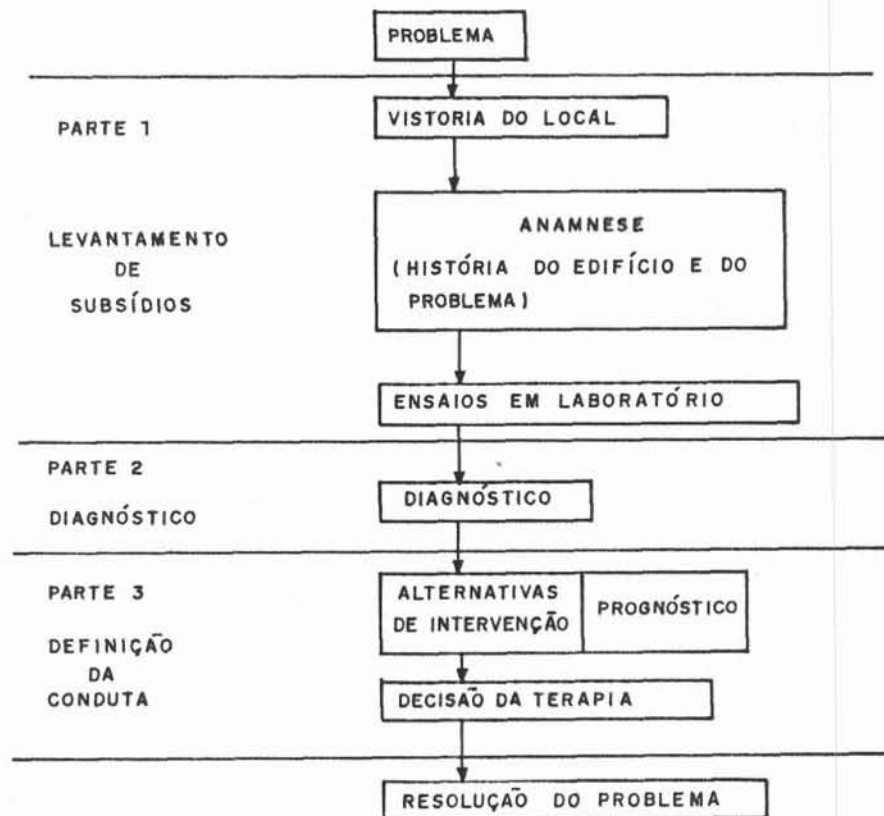


FIGURA 6.1 - Estrutura do método para a resolução de problemas patológicos

LEVANTAMENTO DE SUBSÍDIOS: Nesta etapa, deverão ser acumuladas e organizadas as informações necessárias e suficientes para o entendimento completo dos fenômenos. As fontes de informações das quais serão coletados os dados são normalmente amplas e variadas, abrangendo a vistoria do local; o levantamento da história do edifício e da história do problema através de documentações escritas (projetos, diário de obra, notas fiscais de materiais e componentes) e enquetes orais; e ainda, se necessário, utilização de análise e ensaios complementares. Os dados obtidos dos levantamentos realizados deverão ser registrados convenientemente, através de notas, gravações, fotos, planilhas, etc. CORDEIRO e ANDRADE<sup>27</sup> sugerem uma metodologia para o registro de fissuras sob forma de representação gráfica em macro e micro escala, de maneira que seja possível a correta identificação de um quadro fissuratório instalado em uma estrutura de concreto armado. O macro-mapeamento visa, principalmente, definir se o quadro é sistemático ou, ao contrário, restrito a uma ou outra peça estrutural e deve somente local, em relação a cada plano estrutural, os pontos afetados pelas anomalias, sem maiores preocupações de rigorismos quanto à extensão ou abertura das fissuras, mas sim

buscando reproduzir seu desenvolvimento. O micro-mapeamento é o detalhe da fissura e consiste no mapeamento da mesma em cada peça estrutural, observada não mais só em planta, mas em todos os planos de desenvolvimento da peça, com informações sobre sua abertura, extensão e profundidade, com o máximo de precisão.

Deste modo, tenta-se reproduzir a situação existente "in loco", tornando possível, com a menor margem de erro, a prescrição, em escritório, da quantificação e metodização das intervenções de recuperação e/ou reforço que porventura venham a se fazer necessários.

Outra medida de valia, que deve ser prevista antes mesmo do mapeamento, logo em seguida à primeira inspeção efetuada na estrutura é a colocação, sobre as fissuras, em um ou dois pontos, dependendo de sua extensão, de sensores de gesso, visando registrar, com o passar da observação, a atividade ou não das mesmas. A atividade de uma fissura pode também ser controlada com a utilização de testemunhos em metal ou vidro e, caso se deseje uma avaliação mais precisa, com a utilização de extensômetros mecânicos.

De uma maneira geral, as fissuras podem ser classificadas como "ativas" ou "vivas", isto é, aquelas cujas dimensões variam com o passar do tempo, ou "passivas" ou "mortas" quando não há continuidade ou agravamento em seus estados.

Na grande maioria dos casos, informações suficientes para um diagnóstico satisfatório podem ser obtidas através de observações cuidadosas e questionamentos bem feitos, e a quantidade de análises e ensaios complementares necessários é normalmente pequena. Entre os ensaios não destrutivos que podem ser utilizados estão o uso de martelos comuns que produzem sons diferentes ao incidir sobre vazios ou fissuras; o uso de esclerômetros de reflexão que medem a dureza superficial do concreto, fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do mesmo; o uso de pacômetros que, em sua versão mais simples, indicam a presença de aço no concreto, podendo em versões mais sofisticadas fornecer profundidade ou bitola (se um dos dois for conhecido) da armadura; o uso de equipamentos de ultrassom que medem descontinuidades (fissuras e vazios) nos elementos de concreto através da mudan-

ça da velocidade de propagação de onda no meio; e outros. Uma das utilizações importantes dos ensaios não destrutivos é localizar partes da estrutura que necessitam investigações mais detalhadas com extração de testemunhos e/ou testes químicos.

**DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO:** Através do diagnóstico deverão ser identificadas as origens do problema, suas causas precisas, os fenômenos intervenientes e seus mecanismos de ocorrência, entendendo os porquês e os comos a partir de dados conhecidos. Esta interpretação de cada subsídio obtido e a correspondente hipótese de avaliação da situação orienta a procura de novos dados, o que caracteriza a interação entre a fase de levantamento de subsídios e o processo do diagnóstico. A fase de levantamento de subsídios é interrompida quando o técnico avalia que a investigação adicional tem pouca ou nenhuma probabilidade de alterar o diagnóstico, não justificando seu custo.

THOMAZ<sup>88</sup> salienta que podem haver casos em que as verdadeiras causas dos problemas jamais serão determinadas com absoluta certeza. Isto porque alguns sintomas, aparentemente, podem apresentar manifestações semelhantes e provir de causas distintas, e às vezes, um único defeito é consequência de mais de uma causa que atua simultaneamente e/ou de forma combinada. Se pode, no entanto, seguindo a orientação de JOHNSON<sup>58</sup>, eliminar possibilidades até que resultem poucas e escolher então um método de reparação que melhore o estado em que se encontra o elemento ou estrutura e impeça o agravamento dos problemas devidos a todos os agentes cuja ação se suspeita.

**DEFINIÇÃO DE CONDUTA:** Nesta etapa deverão ser definidos os trabalhos a serem executados para resolver o problema e realizada a previsão da eficiência e durabilidade da solução proposta. Esta fase de definição deve ser conduzida inicialmente pelo levantamento das alternativas de evolução futura dos fenômenos. Com o prognóstico estabelecido, define-se por uma das alternativas estudadas, levando em conta o grau de incerteza quanto à eficiência de cada uma delas, a relação custo/benefício e o confronto entre a tecnologia requerida e a disponível para a execução dos serviços.

Existem diversos métodos para correção de fissuras, sendo alguns deles descritos, de uma forma genérica, no item 6.2.

## 6.2 Métodos de correção

As medidas terapêuticas de correção dos problemas tanto podem incluir pequenos *reparos* localizados, quanto uma *recuperação* generalizada da estrutura ou ainda *reforços* de pilares, vigas, lajes e fundações.

Quando se trata de fissuras oriundas de problemas estruturais (associados aos estados limites últimos), pode-se dizer que cada caso é um caso, pois existem uma infinidade de variáveis para o mesmo problema, tanto do ponto de vista de sua origem como de sua execução. O reforço estrutural pode ser realizado com perfis metálicos, concreto projetado, chapas coladas com resina epóxi, encamisamentos, protensão, atirantamento, etc., e somente após saneado o problema que originou a fissura estrutural (reforço da estrutura) é que se pode escolher um método de reparo ou recuperação.

Como já foi salientado no item 6.1, é fundamental, no momento de projetar uma reparação, distinguir os tipos de fissuras quanto ao aspecto de movimento, ou seja, as *fissuras ativas ou vivas*, com movimentação, das *fissuras passivas ou mortas*, sem movimentação (estabilizadas), pois o sistema de reparação a seguir, em um ou outro caso, pode ser totalmente diferente.

FERREIRA<sup>37</sup>, subdivide os principais métodos de reparação de fissuras da seguinte maneira (Figura 6.2):

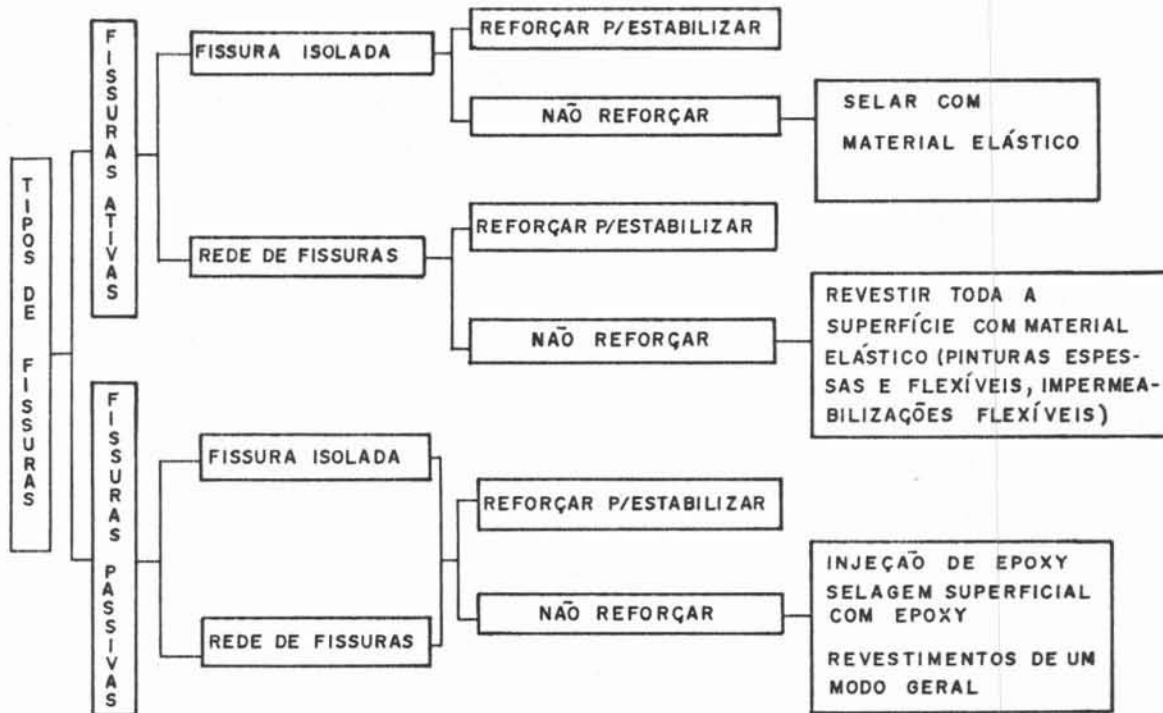


FIGURA 6.2 - Principais métodos para correção de fissuras

### 6.2.1 Procedimentos de correção de fissuras passivas

As fissuras passivas são geralmente o resultado de um evento que já passou, como, por exemplo, a atuação temporária de sobrecargas na estrutura, e podem ser recuperadas de maneira a devolver ao componente fissurado a sua integridade original (estado original não fissurado).

Entre os procedimentos mais comuns para a correção de fissuras estabilizadas, temos:

#### a) INJEÇÃO DE RESINAS SINTÉTICAS

A injeção de resinas sintéticas, com alto poder adesivo, permite restabelecer a monoliticidade de elementos de concreto fissurados. Diversas resinas têm sido utilizadas, como acrílica, poliéster e epóxi, sendo esta última a de uso mais frequente.

As resinas epoxídicas são polímeros, fornecidos em dois componentes: um monômetro e um catalizador. Após a mistura dos dois componentes, o material permanece viscoso durante um certo período e depois endurece e solidifica, adquirindo elevada resistência mecânica. Com resinas bastante fluidas e equipamento de ar comprimido, é possível fazer injeção em fissuras com aberturas inferiores a 0,1mm (GUIMARÃES<sup>4 3</sup>).

As principais características das resinas epoxídicas são, segundo CANOVAS<sup>3 6</sup>: retração química praticamente desprezível, retração térmica um pouco superior aos ligantes hidráulicos, tempo de polimerização que se pode regular em amplas margens, excelente adesão tanto ao concreto quanto aos metais, resistência mecânica superior aos ligantes hidráulicos e boa durabilidade.

Para o tratamento das fissuras com injeção de resina, NORONHA<sup>6 9</sup> sugere a seqüência de operações seguinte:

- abertura de canaletas ao longo das fissuras em forma de "V". Esta abertura deverá ter aproximadamente 5mm de profundidade e ser preenchida superficialmente com adesivo estrutural;
- abertura de furos ao longo da fissura por meio de furadeira elétrica com broca de vídea, no diâmetro máximo de 12,7mm e profundidade até 50mm. As distâncias entre furos variam de 15 a 50cm, dependendo da espessura e profundidade da fissura;
- em cada um dos orifícios devem ser fixados tubos plásticos por meio de adesivos adequados. Entre 12 e 36 horas após a fixação dos tubos é feito teste de ar comprimido com a finalidade de constatar a comunicação entre os furos. Na eventualidade de não haver perfeita comunicação entre os tubos, novos furos devem ser abertos e o ciclo de operações reiniciado;
- uma vez comprovada a comunicação entre os furos, procede-se à injeção por meio de seringa ou outro equipamento apropriado, devendo-se começar dos furos inferiores para os superiores;
- após 48 horas, os tubos plásticos são cortados junto à face do concreto e retirados por meio de broqueamen-

to, sendo finalmente preenchido o furo utilizado para injeção.

Quanto ao tipo de produto ligante adequado, pode-se em princípio adotar as seguintes recomendações (FIRMO e ROCHA<sup>38</sup>):

- fissuras de abertura menor que 0,2mm, utilizar resinas epoxídicas líquidas bicomponentes, bastante fluidas e sem solventes, com viscosidade em torno de 100 CPS (centipoises) a 20°C;
- fissuras de 0,2 a 0,6mm, utilizar resinas epoxídicas líquidas bicomponentes fluidas com viscosidade menor que 500 CPS a 20°C;
- fissuras de 0,6 a 3,0mm, utilizar resinas epoxídicas líquidas bicomponentes puras ou com cargas, mas sem solventes, com viscosidade menor que 1500 CPS a 20°C;
- fissuras com abertura maior que 3,0mm, utilizar ligantes de resinas epoxídicas líquidas, puras ou com carga, sempre sem solventes para evitar problemas de retração.

#### b) INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO

Nata de cimento é o produto formado por cimento e água. A nata utilizada para injeção deve ser homogênea, com a consistência de tinta espessa. A mistura deve ser feita com equipamentos adequados, capazes de agitar fortemente a nata, até desaparecer os grumos de cimento. O fator água/cimento utilizado é da ordem de 0,40, acrescentando-se um aditivo plastificante e expansor (GUIMARÃES<sup>43</sup>).

Os aditivos recomendados para nata de injeção aumentam a fluidez, diminuem a segregação e ainda provocam expansão da massa, neutralizando a retração do cimento.

#### c) SELAGEM SUPERFICIAL COM EPÓXI

Para fissuras superficiais e menores que 0,6mm, pode-se optar pela calmatção das mesmas através de ligantes epoxídicos, procedendo da seguinte maneira (PIMENTEL e TEIXEIRA<sup>74</sup>):



- abertura em forma de cunha ao longo da fissura por rebarbadores de alta frequência de impacto, para evitar microfissuramento nas regiões vizinhas, numa espessura máxima de 2 cm e numa profundidade de 1 cm; ou com discos de corte diamantados, sempre acompanhando a linha da fissura;
- limpeza com remoção de todas as partículas soltas, poeira, eventuais resíduos de óleos, etc.;
- calmatção da abertura com resinas epóxi pastosas.

A aplicação da resina deve ser feita, de preferência, em duas etapas para minimizar a depressão provocada pela retração do produto. Após a cura inicial do produto (formação de película superficial relativamente dura), pode ser aplicado o acabamento final (textura, pintura, ...).

#### d) REVESTIMENTOS

Se as fissuras estão estabilizadas, pode-se utilizar praticamente qualquer tipo de revestimento, desde que possua boa aderência e seja bastante espesso, de maneira que absorva todas as imperfeições existentes. Entre eles, tem-se desde tintas flexíveis com uso opcional de tela de náilon ou polipropileno, até aplicações de resina epóxi líquida na superfície a ser corrigida, para colagem de uma camada fina de argamassa de cimento e areia.

Os dois últimos procedimentos (selagem superficial com epóxi e revestimentos) não restabelecem a monolitidade dos elementos de concreto, mas servem como "maquiagem" das fissuras existentes.

#### 6.2.2 Procedimentos para correção de fissuras ativas

As fissuras ativas são produzidas por ações de magnitude variável que provocam deformações também variáveis no concreto. Pertencem a este grupo as fissuras de origem térmica, as fissuras de flexão provocadas por ações dinâmicas sobre elementos estruturais, e outras.

Se existem sinais de continuidade de movimento das fissuras, é necessário garantir a manutenção da movimentação da estrutura antes de reparar. Caso seja devolvido o monolitismo a

uma estrutura com fissuras vivas, novas fissuras serão formadas no mesmo local ou nas vizinhanças. A movimentação deverá ser considerada em termos de tensão ao invés de magnitude absoluta, e a capacidade do selante deverá ser no mínimo igual a tensão que deverá ser acomodada (ALLEN E EDWARDS<sup>2</sup>).

Alguns dos procedimentos utilizados para a correção de fissuras ativas são:

a) PINTURAS FLEXÍVEIS COM USO OPCIONAL DE TELA DE NÁILON OU DE POLIPROPILENO

A aplicação de revestimentos para recuperação de fissuras é particularmente conveniente quando existe um grande número delas (rede de fissuras), sendo oneroso repará-las em separado.

O tratamento poderá ser realizado com tintas (acrílicas, por exemplo) de grande elasticidade, reforçando-se a película de pintura com uma fina tela de náilon (normalmente fornecida pelo próprio produtor da tinta), de acordo com os seguintes procedimentos:

- limpar a superfície, eliminando as partes soltas, poeira, manchas de gordura, sabão ou mofo;
- no caso de reparo de elementos que não tenham recebido nenhum tipo de pintura, é recomendado uma imprimação localizada no concreto, podendo-se empregar nesse caso a própria tinta diluída com água;
- aguardar a secagem inicial e estender uma tela de náilon de 10 a 20 cm de largura, fixando-a com uma nova demão, igualmente diluída, sobre as fissuras;
- aplicar o número de demãos necessária (de acordo com o produto utilizado), sem diluição, aguardando entre uma e outra demão um intervalo mínimo de 1 hora;
- quando a tinta estiver bem seca, retocar a região reparada com o acabamento usual do componente (textura, pintura à base de PVA, etc).

## b) ABERTURA DE BERÇO E PREENCHIMENTO COM SELANTE

Para garantir a movimentação da estrutura, a fissura pode ser considerada como uma junta, preenchida com um selante capaz de absorver as tensões desenvolvidas (esforços de tração e compressão). Pequenos movimentos representam uma tensão considerável se a abertura da fissura é pequena. Conseqüentemente, o movimento deverá ser absorvido numa abertura maior, para que as tensões resultantes sejam compatíveis com as características do selante utilizado. Para isso é realizado o alargamento da fissura (berço), em função da taxa de trabalho do material de preenchimento. Considerando um selante com taxa de trabalho de  $\pm 25\%$  (poliuretanos, polisulfetos e sílicones), e uma movimentação prevista para a estrutura de  $\pm 6\text{mm}$  ( $\Delta l = \alpha \Delta \theta l$ ), temos que a largura (X) do berço deve ser de 2,4cm, ou seja:

$$\text{taxa de trabalho} = \frac{\Delta l}{X} \quad 0,25 = \frac{6}{X} \quad X = 24\text{mm}.$$

A profundidade do berço varia, normalmente, de 0,5 a 1,0 da largura do mesmo (HELENE<sup>4 7</sup>).

O selante deve aderir nas laterais do berço e possuir livre movimentação na parte inferior. Materiais não adesivos, como fita crepe ou papel encerado, devem ser colocados no fundo do berço antes da aplicação do selante (Figura 6.3).

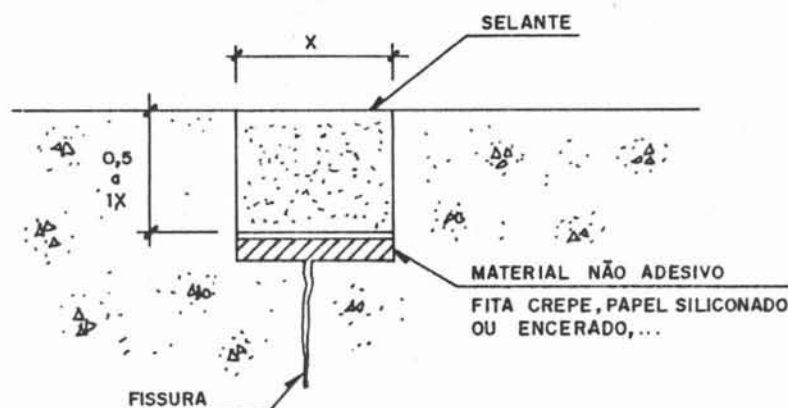


FIGURA 6.3 - Detalhe de uma junta preenchida com selante elástico.

Os selantes devem apresentar características de elasticidade e deformabilidade permanentes.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A existência de fissuras em estruturas de concreto armado é um problema complexo pois pode ocorrer em função da combinação de diversos fatores e fenômenos. Não existe uma fórmula simples, segura e econômica para prevenir totalmente o aparecimento de fissuras, pois existem diversas causas e nem todas são passíveis de controle ao mesmo tempo, além de existir um número elevado de pessoas envolvidas no processo de produção das edificações.

Acredita-se que uma redução na ocorrência de fissuras não seja obtida melhorando apenas as características dos materiais, mas incluindo cuidados especiais nos projetos, processos de execução, controle e procedimentos de manutenção, além de uma interação eficiente dos profissionais responsáveis pelos diversos projetos e pela construção do edifício.

O grau de importância atribuído ao estudo de problemas de fissuras pode variar de país para país, de região para região, dependendo da incidência e gravidade com que ocorrem nos diferentes locais.

De acordo com o que foi dito no início do trabalho, poucos levantamentos de fenômenos patológicos foram realizados por Instituições de pesquisa. Todos eles, no entanto, concordam que os três problemas que ocorrem com maior frequência são umidades, fissuras e descolamento de revestimentos.

Durante o período de 1970-74, o Building Research Advisory Service<sup>16</sup> analisou 500 edificações com problemas. Em 1976, o CSTC (Centre Scientifique et Technique de la Construcción)<sup>78</sup> realizou um estudo de 1200 problemas patológicos. No Brasil, o IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas)<sup>53</sup> realizou uma vistoria em 36 conjuntos habitacionais num total de 500 habitações.

Os tipos e frequências dos defeitos encontrados estão representados na Tabela 7.1, incluindo os resultados obtidos no levantamento do presente estudo (CIENTEC).

TABELA 7.1 - Incidência de manifestações patológicas

TIPOS DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	INSTITUIÇÃO BUILDING RESEARCH ADVISORY SERVICE	CSTC	IPT						CIENTEC
			CASAS TÉRREAS			APARTAMENTOS			
			1-3 anos	4-7 anos	>8 anos	1-3 anos	4-7 anos	>8 anos	
Umidade	53%	37%	42%	50%	37%	52%	86%	82%	18%
Fissuração	17%	16%	29%	25%	35%	35%	14%	12%	66%
Descolamento	14%	15%	29%	25%	28%	7%	-	6%	8%
Outros	16%	32%	-	-	-	-	-	-	8%

O que se nota, no entanto, é que a abordagem do estudo sobre os problemas que ocorrem em edificações tem sido realizado de maneira bastante diversificada, tanto na coleta de informações como na apresentação dos resultados, dificultando uma análise comparativa. Estes levantamentos não devem ser feitos a partir de pesquisas isoladas e de alcance restrito, é necessário estabelecer uma uniformização na sistemática de catalogação e divulgação dos dados.

Observando as incidências de fissuras obtidas pelos diversos estudos (Tabela 7.1), nota-se que o percentual, no caso do Rio Grande do Sul (CIENTEC), é bem mais elevado que os demais. Este fato pode ser justificado, conforme já foi comentado no item 5.2.5.2, pelas grandes variações diárias e anuais de temperatura que ocorrem nesta região, bem como pelas recomendações que a norma NBR 6118 faz em relação ao cálculo da influência da temperatura. Se os valores limites estabelecidos pela normalização brasileira servem para São Paulo ou para o Rio de Janeiro, parece que para o Rio Grande do Sul não tem sido satisfatórios. É recomendável que estas orientações sofram uma revisão e sejam adequadas para cada tipo de condição climática existente no Brasil.

Como já foi salientado no Capítulo V, é preferível prevenir do que corrigir, pois as obras de reparo geralmente são difíceis, demoradas e onerosas, podendo inclusive afetar a estética do conjunto. Assim sendo, os profissionais ligados à construção, devem atuar diretamente sobre as causas dos problemas. Para isso, THOMAZ<sup>89</sup> sugere a introdução nos currículos dos cursos de engenharia e arquitetura de conceitos mais aprofundados sobre patologia das construções, a exemplo do que já é feito na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo; um dos males das faculdades de engenharia e arquitetura é que, em geral, ensinam o que deve ser feito, mas não o que deve ser evitado.

Por fim, cabe salientar que novos estudos deverão ser desenvolvidos no sentido de buscar soluções que auxiliem o meio técnico na prevenção, eliminação e correção de fissuras nas estruturas de concreto armado, para que se possa chegar a um nível de construção considerado satisfatório.

Entre eles, pode-se sugerir:

- Influência da abertura de fissura na corrosão das armaduras.
- Influência do teor de cloreto na corrosão das armaduras.
- Movimentação das estruturas em função das variações de temperatura, com uma revisão dos limites estipulados pela norma NBR6118.
- Correção de fissuras em estruturas de concreto armado - métodos e produtos existentes.
- Revisão dos valores de cobrimento de concreto às armaduras sugeridas pela NBR 6118 , relacionando-os ao tipo de atmosfera (ambiente) em que se insere a estrutura, tipo de concreto utilizado (fck, fator água-cimento, permeabilidade, teor de cloretos, ...), tipo e qualidade das técnicas construtivas utilizadas na obtenção do componente e outros fatores relacionados à corrosão das armaduras.
- Realização de novos levantamentos de manifestações patológicas.
- Estabelecimento de uma sistemática de catalogação e divulgação de dados oriundos de levantamentos de manifestações patológicas.
- Análise das estruturas acabadas - ensaios e recursos existentes, com suas limitações.

## BIBLIOGRAFIA

1. ADDLESON, L. Building failures; a guide to diagnosis, remedy and prevention. London, The Architectural Press, 1982 117p.
2. ALLEN, R.T. L. & EDWARDS, S. C. The repair of concrete structures. London, Blackie, 1987. 204p.
3. ALLUCI, M.P. & FLAUZINO, W.D. Bolor em edifícios: causas e recomendações. Tecnologia de Edificações, IPT, 1: 89-94, Ago. 1984.
4. ALVES, J.D. Fissuração intrínseca do concreto. In: COLÓQUIO SOBRE FISSURAÇÃO DO CONCRETO, 1., São Paulo, Ibracon, 1979.
5. \_\_\_\_\_. Manual de tecnologia do concreto. São Paulo, Nobel, 1978. 156p.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 224. Causes, evaluation and repair of cracks in concrete structures. Journal of the American Concrete Institute, 81(3): 211-30, May/June 1984.
7. ANDRADE, C. Corrosion y proteccion de armaduras. Informes de la construcción, 34(339): 33-41, Mar. 1982.
8. ANDRIOLO, F.R. Construções de concreto; manual de práticas para controle e execução. São Paulo, Pini, 1984. 738p.
9. ASHTON, H.E. & SEREDA, P.J. Environment, microenvironment and durability of building materials. Durability of Building Materials, Amsterdam, 1 (2): 49-65, July 1982.
10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR6120/80. 8.p. Rio de Janeiro, 1982.



11. \_\_\_\_\_. Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118/82. 76p. Rio de Janeiro, 1982.
12. BAUER, E.E. Plain concrete. 3ed. New York, McGraw-Hill, 1949, 441p.
13. BAUER, E. Resistencia à penetração da chuva em fachadas de alvenaria de materiais cerâmicos; uma análise de desempenho. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1987. Diss. maestr.
14. BEEBY, A.W. Corrosion of reinforcement and crack widths. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON OFFSHORE STRUCTURES, Rio de Janeiro, Oct. 8-12, 1979. Proceedings, London, Pentech Press, 1980. p. 47-59.
15. BICZÓK, I. Concrete corrosion and concrete protection. Budapest, Publishing house of the hungarian Academy of Sciences, 1964. 543p.
16. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Building failure patterns and their implications. The Architects Journal, 161(6): 303-8, Feb. 1975.
17. BURMAN, I. Fissuração no concreto armado: natureza do fenômeno e sua interferência no comportamento e durabilidade das estruturas. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1981. 200p. Diss. maestr.
18. CARMONA FILHO, A. & HELENE, P.R.L. Fissuração das peças de concreto armado e corrosão das armaduras. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE CORROSÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2., Rio de Janeiro, 22-23 Set. 1986.
19. CHARON, P. Comment éviter les erreurs dans les études de béton armé. Paris, Eyrolles, 1973. 248p.
20. CINCOTTO, M.A. Patologia das argamassas de revestimento. Tecnologia de Edificações, IPT, 1:7-12, Ago. 1984.
21. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Durability of concrete structures; state of the art report. Paris, 1982. (Bulletin d'Information, 148).

22. \_\_\_\_\_. Durability of concrete structures. Paris, 1984. (Bulletin d'Information, 152)
23. \_\_\_\_\_. Durable concrete structures. Paris, 1985. (Bulletin d'Information, 166)
24. \_\_\_\_\_. Manuel "fissuration et déformation". Paris, 1983. (Bulletin d'Information, 158)
25. \_\_\_\_\_. Task Group II/1. Thermal effects in concrete structures. Paris, 1985. (Bulletin d'Information, 167)
26. THE CONCRETE SOCIETY. Formwork. London, 1977. (Technical Report, 13)
27. CORDEIRO, T.R. & ANDRADE, J.E. Mapeamento de fissuras em inspeção das estruturas de concreto armado. In: SEMINÁRIO SOBRE INSPEÇÃO DO CONCRETO, São Paulo, Ibracon, 1984.
28. COUTINHO, A.S. Fabrico e propriedades do betão. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1973. 2v.
29. CURSO SOBRE TECNOLOGIA DE ADITIVOS, São Paulo, IPT, 21-25 Março 1983. 2v.
30. DEBATE: crack width, cover, and corrosion. Concrete International, 7(5): 20-44, May 1985.
31. DUBOIS, J. Reparation d'elements en beton dans les batiments. CSTC Revue, (2):27-33, avr./juin. 1984.
32. ELDRIDGE, H.J. Construcción; defectos comunes. Barcelona, Gustavo Gili, 1982.
33. EVERETT, L.H. & TREADAWAY, K.W.J. Deterioration due to corrosion in reinforced concrete. Garston, Building Research Establishment, 1980. (BRE Information, 12).
34. FABIANI, B. Lesões em edifícios. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1982. (Cadernos de Construção, 4).

35. FELD, J. Construction failure. New York, John Wiley, 1968. 399p.
36. FERNANDEZ CANOVAS, M. Patologia y terapeutica del hormigon armado. Madrid, Dossat, 1977. 390p.
37. FERREIRA, S.G. A tecnologia de recuperacao das estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Jatocret Engenharia, 1985.
38. FIRMO, M.C.N. & ROCHA, R.D. Diagnóstico e reparos de concreto armado deteriorado. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1982.
39. FUSCO, P.B. Fundamentos da técnica de armar. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1975.v.3.
40. GARCIA MESEGUER, A. Para una teoria de la calidad en construccion. Informes de la Construcción, Instituto Eduardo Torroja, 348:5-22, Mar.1983.
41. GAZE, M.E. & NIXON, P.J. The effect of pfa upon alkali-aggregate reaction. Magazine of concrete research, 35(123):107-10, Jun. 1983.
42. GOBETTI, L.C.W. Fissuração: processos para a determinação da abertura de fissuras em peças de concreto armado. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1980. 59p. (Caderno Técnico, 10).
43. GUIMARÃES, K.D. Aspectos tecnológicos dos materiais para recuperação e reforço de estruturas de concreto. Niterói. Universidade Federal Fluminense, 1986.Diss. maestr.
44. HELENE P.R.L. Controle de qualidade na indústria da construção civil. Tecnologia de Edificações, IPT, 3:121-6, Ago.1986.
45. \_\_\_\_\_. Corrosão de armaduras para concreto armado. Tecnologia de Edificações, IPT, 1:107-12, 1984.
46. \_\_\_\_\_. Corrosão em armaduras para concreto armado. São Paulo, Pini/IPT, 1986, 46p.

47. \_\_\_\_\_. Notas de aula do curso patologia das construções. Porto Alegre, UFRGS, 1986.
48. HOBBS, D.W. Expansion of concrete due to alkali-silica reaction: an explanation. Magazine of concrete research, 30(105):215-20, Dec.1978.
49. \_\_\_\_\_. The alkali-silica reaction-a model for predicting expansion in mortar. Magazine of concrete research, 33(117): 208-20, Dec. 1981.
50. HURD, M.K. & BALDWIN, R.C. Formwork for concrete. Detroit, American Concrete Institute, 1973. (ACI. Special Publication, 4).
51. IBRI, I.A. & PRISZKULNIK, S. Fissuração do concreto por ações térmicas autógenas e elementos para terapêutica preventiva. In: COLÓQUIO SOBRE PATOLOGIA DO CONCRETO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS, São Paulo, Ibracon, 1978.
52. ILIESCU, M. Patologia e terapeutica do concreto armado. In: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO, 8., Goiania, 4-9 Maio 1986. v.1, Tema 3.
53. IOSHIMOTO, E. Incidência de manifestações patológicas em edificações habitacionais. Tecnologia de Edificações, IPT, 2:109-12, Ago.1985.
54. ISAIA, G.C. Deformações do concreto em estruturas correntes. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE TECNOLOGIA DO CONCRETO ESTRUTURAL, 2., São Paulo, Ibracon, Junho de 1984.
55. JIMENEZ-MONTOYA, P.; GARCIA MESEGUER, A.; MORAN CABRE, F. Hormigon armado. 7.ed. Barcelona, Gustavo Gili, 1973. v.1.
56. JOHANSEN, K.W. Linhas de ruptura: teoria e prática. Rio de Janeiro, Sedegra, 1962. 379p.
57. JOHN, V.M. Avaliação da durabilidade de materiais, componentes e edificações; emprego do índice de degradação. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1987. Diss. maestr.

58. JOHNSON, S.M. Deterioro, conservación y reparación de estructuras. Madrid, Blume, 1973. 334p.
59. JOISEL, A. Fisuras y grietas en morteros y hormigones: sus causas y remedios. Barcelona, Ed. Tecnicos Asociados, 1981.
60. KNÖFEL, D. Corrosion of building materials. New York, Van Nostrand, 1978. 107p.
61. LEONHARDT, F. & MÜNNIG, E. Construções de concreto. Rio de Janeiro, Interciência, 1977/79. v.1, v.3, v.4.
62. LICHTENTSTEIN, N.B. Patologia das construções: procedimento para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1985. Diss. maestr.
63. LOCKE, C.E. Mechanism of corrosion of steel in concrete. In: SEMINAR ON SOLVING REBAR CORROSION PROBLEMS IN CONCRETE, Chicago, Ill., Sept.27-29,1982. Reprints... Houston, NACE, 1983. p.2/1-2/10.
64. MAÑA, F. Patologia de las cimentaciones. Barcelona, Blume, 1978. 117p.
65. MILITITSKY, J. Fundações de edificações: recalques admissíveis. Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1984. 24p. (Caderno Técnico, 76).
66. MORAES, M.C. Concreto armado. São Paulo, Mc-Graw-Hill, 1982.
67. MOSKVIN, V. et alii. Concrete and reinforced concrete; deterioration and protection. Moscow, Mir, 1983. 399p.
68. NEVILLE, A.M. Propriedades do concreto. São Paulo, Pini, 1982. 738p.

69. NORONHA, M.A.A. Diagnóstico dos males e terapia das estruturas. In: COLÓQUIO SOBRE PATOLOGIA DO CONCRETO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS, 2., São Paulo, Ibracon, 1978.
70. ORCHARD, D.F. Properties of materials. In: Concrete technology. London, Contractors Record, 1962. v.1.
71. PAULON, V.A. Reações álcali-agregado em concreto. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1981.
72. PETRUCCI, E.G.R. Concreto de cimento Portland. 7.ed. Porto Alegre, Globo, 1980. 307p. (Enciclopédia Técnica Universal Globo).
73. PEURIFOY, R.L. Formwork for concrete structures. 2.ed. New York, McGraw-Hill, 1976. 333p.
74. PIMENTEL, C.C.D. & TEIXEIRA, L. Injeções de resinas em estruturas de concreto. In: COLÓQUIO SOBRE PATOLOGIA DO CONCRETO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS, São Paulo, Ibracon, 1978.
75. PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Secretaria do Planejamento Municipal. 1º plano diretor de desenvolvimento urbano de Porto Alegre. Porto Alegre, 1980.
76. PRISZKULNIK, S. O cimento e as variações volumétricas da pasta. In: COLÓQUIO SOBRE RETRAÇÃO E DEFORMAÇÃO LENTA DO CONCRETO, São Paulo, Ibracon, 1978.
77. RANSON, W.H. Building failures: diagnosos and avoidance. London, E. & F. Spon, 1981. 174p.
78. REYGAERTS, J.; GASPER, M.; DUTORDOIR, C. 1200 problems - erreurs de conception, défauts de construction, dégâts. C.S.T.C. Revue, (3):2-6, Sept. 1976.

79. RICHARDSON, J.G. Formwork construction and practice. Leatherhead, Viewpoint, 1977. 274p.
80. RIPPER, E. Como evitar erros na construção. São Paulo, Pini, 1984. 122p.
81. RODRIGUEZ SANTIAGO, J. & ANDRADE PERDRIX, C. Analises de las condiciones de fisuración en las estructuras de hormigón armado y su relación con la probabilidad de corrosión de las armaduras.
82. RÜSCH, H. Concreto armado e protendido: propriedades dos materiais e dimensionamento. Rio de Janeiro, Campus, 1981. 396p.
83. SAHLIN, S. Structural masonry. Englewood Cliffs, N. J., Prentice-Hall, 1971. 289p.
84. SAMARAI, M.A. The desintegration of concrete containing sulphate - contaminated aggregates. Magazine of Concrete Research, 28(96):130-42, Sept.1976.
85. SCHIESSL, P. Admissible crack width in reinforced concrete structures. In: INTER-ASSOCIATION COLLOQUIUM ON THE BEHAVIOUR IN SERVICE OF CONCRETE STRUCTURES, Liege, 1975.
86. SIMONS, N.E. & MENZIES, B.K. Introdução à engenharia de fundações. Rio de Janeiro, Interciência, 1981.
87. SZÉCHY, C. Fallas en fundaciones. Montevideo, Ed. Tecniciencia, 1964. 231p.
88. THOMAZ, E. Trincas em edificações. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1980.
89. \_\_\_\_\_. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1985. Diss. maestr.

90. TOWNSEND, C.L. Control of temperature cracking in mass concrete. In: SYMPOSIUM ON CAUSES, MECHANISM, AND CONTROL OF CRACKING IN CONCRETE, Philadelphia, Mar. 10, 1966. Papers... Detroit, American Concrete Institute, 1968. p.119-39. (ACI. Special Technical Publication, 20).
91. TREADAWAY, K.W.J. & PAGE, C.L. The durability of steel in concrete. BRE News, 61:4-5, 1984.
92. TROXELL, G.E.; DAVIS, H.E.; KELLY, J.N. Composition and properties of concrete. 2.ed. New York, McGraw-Hill, 1968. 529p.
93. UEMOTO, K.L. Danos causados por eflorescência. Tecnologia de Edificações, IPT, 1:95-8, Ago. 1984.
94. URIEL ORTIZ, A. Patología de las cimentaciones. Informes de la construcción, Instituto Eduardo Torroja, 350:5-35, May. 1983.
95. VARGAS, M. Fundações de edifícios. São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1982.
96. VERBECK, G.J. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Corrosion of metals in concrete. Detroit, 1975. p. 21-38. (ACI. Special Publication, 49).
97. VERÇOZA, E.J. Materiais de construção. Porto Alegre, PUC-Emma, 1975. 2v.
98. WHITING, D. Corrosion control-concrete design and construction practices. In: SEMINAR ON SOLVING REBAR CORROSION PROBLEMS IN CONCRETE, Chicago, Ill, Sept. 27-29, 1982. Reprints... Houston, NACE, 1983. p.5/1-5/11.
99. WINTER, H. Preparación y protección en obras de hormigón. Cemento Hormigón, 57(630) : 462-7, mayo 1986.



100. WOODS, H. Durability of concrete construction. Detroit, American Concrete Institute, 1962. 187p. (ACI. Monograph Series, 4).

ANEXO I

DADOS METEREOLÓGICOS FORNECIDOS PELO 8º DISTRITO  
DE METEOROLOGIA PARA A CIDADE DE PORTO ALEGRE NO  
PERÍODO 1977 - 1986

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1997

MES DIAS	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	34.6	23.3	29.2	22.3	23.1	17.4	20.1	13.9	28.8	15.8	23.2	12.5
2	34.0	21.7	23.4	21.8	24.2	16.4	21.2	14.5	19.4	16.4	24.7	13.6
3	28.2	21.5	29.6	18.4	26.6	17.4	24.6	14.8	21.4	11.6	25.0	14.3
4	24.6	20.4	29.8	19.6	29.0	16.9	27.4	14.0	27.1	14.3	23.3	15.5
5	26.0	16.8	31.0	21.8	31.1	19.1	24.2	17.1	28.7	17.4	20.4	16.7
6	27.2	16.5	31.7	21.5	31.8	19.9	22.8	15.1	24.4	17.3	18.4	15.0
7	27.8	17.7	29.9	22.4	34.6	22.9	25.0	14.5	27.7	18.7	18.9	15.0
8	22.4	21.4	34.6	23.0	31.6	23.9	22.4	19.1	23.2	18.6	20.0	13.9
9	21.2	23.6	32.7	23.0	33.7	23.4	22.2	16.8	22.6	16.8	21.1	11.9
10	31.4	24.4	28.6	22.4	34.2	23.2	17.6	11.6	20.2	17.1	22.7	10.9
11	32.8	21.8	32.2	22.1	23.8	19.0	20.6	10.7	19.4	16.9	16.1	10.8
12	28.8	22.6	28.5	20.1	26.8	15.9	25.0	07.1	21.6	13.8	20.8	08.1
13	29.8	21.5	33.4	22.1	26.0	19.0	20.2	12.2	22.8	12.3	23.2	10.3
14	31.6	21.1	33.6	22.4	28.8	20.6	22.1	18.6	19.4	14.6	24.7	11.3
15	30.8	21.6	33.5	21.6	29.9	22.3	26.4	17.4	16.8	12.5	23.7	15.6
16	27.8	20.8	36.1	21.7	27.7	22.9	24.2	19.3	13.1	07.2	16.5	11.2
17	29.8	21.5	32.4	24.1	28.5	18.0	22.2	19.6	12.7	07.0	26.5	12.2
18	25.8	20.6	28.8	23.2	30.3	17.7	22.3	17.4	15.6	04.2	22.1	15.6
19	28.2	21.4	28.9	22.3	32.2	20.1	22.8	15.1	18.2	05.0	17.2	14.3
20	29.2	21.6	34.0	22.4	29.6	21.4	21.1	18.6	17.2	06.6	18.0	15.9
21	28.4	20.7	34.4	22.7	25.5	22.7	24.2	17.7	18.0	07.4	18.4	13.2
22	31.4	18.8	34.4	21.7	29.1	21.4	25.1	16.3	18.4	10.7	13.2	10.1
23	33.0	21.7	31.9	22.7	29.5	20.4	22.0	14.4	14.8	11.3	12.9	09.8
24	33.4	22.1	32.8	22.5	29.1	20.6	25.1	15.8	18.8	09.0	12.6	10.6
25	27.2	23.2	34.2	21.4	29.5	20.3	25.8	14.3	22.8	13.4	11.7	06.9
26	29.2	21.8	35.3	23.8	30.6	18.5	26.6	17.1	22.0	14.9	13.7	06.6
27	30.5	20.4	34.1	22.6	30.8	20.0	27.4	15.5	19.9	12.8	17.3	05.2
28	33.2	22.3	33.2	22.2	22.0	19.5	26.8	16.7	26.1	12.4	16.4	12.8
29	35.0	22.7	-	-	22.5	17.5	27.2	14.4	20.2	13.5	22.8	13.3
30	28.6	20.7	-	-	21.1	17.1	27.6	14.6	15.6	12.7	25.2	08.6
31	29.4	21.1	-	-	18.5	15.8	-	-	20.8	12.9	-	-
MÉDIA	30.2	21.2	32.2	22.1	28.3	19.7	24.1	15.5	20.6	12.8	19.7	12.0
MÁX.	35.0	-	36.1	-	34.6	-	30.2	-	28.8	-	26.5	-
MÍN.	-	16.5	-	18.4	-	15.8	-	09.1	-	04.2	-	05.2

# OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTACÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1977

MES	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	26.9	17.9	15.0	11.4	13.2	07.2	20.2	14.8	27.1	20.5	32.3	19.9
2	26.2	18.6	14.3	07.9	16.7	02.7	22.0	15.6	27.5	21.3	27.0	22.2
3	27.0	17.2	16.2	07.4	19.0	06.4	23.3	16.0	23.9	18.6	27.3	21.9
4	21.4	12.7	19.0	13.3	19.8	15.9	26.8	18.3	24.3	16.2	27.0	20.8
5	24.9	13.4	17.5	13.7	21.8	11.9	27.1	19.4	24.8	12.8	32.4	19.5
6	28.4	13.5	22.1	15.4	22.4	15.4	29.8	18.5	25.5	16.9	24.4	20.9
7	28.7	16.5	22.4	16.8	22.6	15.8	30.6	18.0	27.1	18.5	22.2	18.6
8	16.5	13.6	20.7	16.6	28.1	14.1	32.6	17.8	32.8	19.5	24.2	15.2
9	21.0	14.3	17.2	13.6	32.3	19.7	28.8	20.8	28.7	20.8	29.3	16.8
10	24.2	14.6	22.7	12.5	32.0	22.6	26.7	20.0	23.4	20.3	29.6	19.3
11	28.9	17.1	29.5	15.2	28.6	20.8	21.2	12.5	24.8	18.5	30.8	18.5
12	31.3	20.7	21.1	12.8	34.2	21.8	17.7	11.5	23.1	15.1	33.0	18.7
13	24.8	16.0	17.0	10.0	33.9	22.0	26.3	13.8	20.4	13.7	28.7	19.7
14	20.2	15.5	16.0	07.5	22.1	19.3	23.4	18.1	26.1	11.3	27.0	20.3
15	16.8	10.0	14.6	06.7	23.7	16.2	23.7	17.4	31.0	14.0	28.8	19.7
16	12.2	06.5	14.8	10.9	22.5	19.9	19.1	14.6	31.6	17.6	30.6	20.5
17	14.7	04.7	14.0	11.5	25.1	18.5	21.7	11.5	31.2	17.9	30.5	20.6
18	16.6	06.2	15.6	08.2	20.6	15.2	24.3	16.5	32.4	15.6	32.6	21.5
19	14.2	03.6	17.1	04.7	22.4	13.3	26.0	13.8	32.6	20.2	33.2	21.2
20	15.2	06.2	21.7	07.7	25.6	15.1	27.2	16.3	28.1	21.0	27.8	20.6
21	18.4	13.4	23.3	11.8	28.5	16.7	31.2	15.2	30.1	19.0	23.9	19.2
22	21.7	15.6	17.0	11.8	28.2	16.7	33.0	16.6	27.0	17.2	25.6	19.6
23	30.4	14.6	16.8	15.1	22.5	16.4	30.7	16.8	23.4	11.5	25.4	16.0
24	25.8	12.6	16.2	14.5	19.9	12.4	32.5	18.6	27.8	16.4	29.6	16.7
25	20.4	06.7	16.9	12.2	23.5	14.5	31.5	22.0	26.3	18.8	31.8	18.6
26	28.0	13.4	19.3	09.1	27.6	14.5	26.0	20.4	33.9	19.5	32.7	20.6
27	25.0	15.2	22.7	10.0	31.2	14.1	23.2	18.5	28.6	20.4	33.9	21.1
28	20.0	15.0	20.6	15.0	33.0	16.4	25.6	18.7	24.2	17.0	33.3	21.8
29	22.2	14.9	24.3	15.0	19.8	14.4	28.4	18.3	26.2	14.8	27.5	21.6
30	27.2	15.0	19.9	15.3	18.2	14.1	33.4	18.7	30.5	16.8	21.6	17.9
31	15.0	11.2	20.8	12.8	-	-	35.6	20.8	-	-	19.6	16.8
MÉDIA	22.4	13.1	18.9	11.8	24.6	15.1	26.6	17.0	27.1	17.4	27.6	18.9
MÁX.	31.3	-	29.5	-	34.2	-	35.6	-	33.9	-	33.9	-
MÍN.	-	04.7	-	04.7	-	02.7	-	11.5	-	11.3	-	15.2

# OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTACÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1978

MES	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	24.1	17.8	36.9	24.0	28.3	21.8	21.6	11.3	23.1	16.4	15.2	05.3
2	25.2	14.5	29.8	24.6	25.9	20.9	25.3	11.6	22.4	11.5	19.0	08.0
3	27.8	15.9	28.0	21.8	28.0	18.5	28.6	14.4	25.4	12.5	19.5	06.6
4	32.2	17.3	24.6	20.0	29.1	18.8	29.7	14.7	23.2	14.9	14.4	03.8
5	26.6	20.4	26.5	17.3	29.1	17.8	31.4	17.6	20.5	10.8	14.5	02.6
6	32.2	19.3	26.5	17.9	27.3	16.7	21.4	17.2	24.2	14.4	18.1	00.7
7	34.5	20.1	27.7	18.9	26.0	19.6	22.1	11.7	20.5	11.7	20.2	09.1
8	32.5	23.2	28.8	18.0	25.0	17.0	22.8	13.0	23.4	08.7	15.6	10.1
9	29.0	21.4	29.6	19.4	26.8	16.0	21.3	13.2	26.3	12.8	11.3	06.1
10	28.0	19.3	30.3	20.7	27.3	17.4	22.0	15.2	28.9	11.8	15.6	06.6
11	29.0	20.0	30.2	21.0	21.8	18.8	23.9	12.2	29.9	12.7	20.8	08.0
12	28.8	19.1	28.3	21.0	28.0	19.5	26.2	12.5	28.4	13.8	19.2	13.8
13	30.3	19.7	31.1	21.2	29.5	19.1	25.0	13.8	29.0	15.3	24.1	11.8
14	29.7	21.5	33.4	21.7	29.4	20.8	29.1	17.4	31.0	17.1	18.5	11.3
15	30.7	20.4	27.4	20.8	34.7	22.4	24.6	18.4	18.4	15.0	25.2	13.7
16	31.7	16.7	27.5	19.0	37.0	24.0	24.8	17.3	19.4	13.9	28.2	12.9
17	27.8	16.3	28.3	19.4	37.2	22.6	25.8	11.2	17.8	09.0	22.6	17.0
18	34.2	21.2	27.1	18.4	38.1	24.2	32.0	16.6	16.5	08.1	19.4	16.0
19	33.4	25.6	26.5	19.5	33.0	23.6	26.6	17.9	22.8	07.5	27.0	14.9
20	30.6	22.8	25.8	19.8	29.6	22.5	22.8	12.5	19.0	12.4	18.7	10.6
21	23.2	21.2	26.3	19.8	24.0	18.8	23.8	10.0	17.4	07.4	16.4	09.9
22	27.5	20.0	27.4	18.5	25.7	19.4	22.3	13.4	15.4	06.3	22.0	08.4
23	25.0	22.4	27.7	17.8	27.8	21.6	20.1	09.4	15.6	06.5	24.4	10.4
24	29.0	22.0	30.1	16.8	29.1	20.0	20.3	08.5	16.3	04.5	20.1	12.7
25	30.7	20.8	30.0	18.9	31.4	30.7	21.8	07.3	18.2	07.6	17.8	15.3
26	27.3	22.3	29.4	20.0	26.5	21.2	25.5	10.5	16.2	07.6	16.6	13.0
27	28.7	22.6	31.0	20.8	25.7	20.0	25.0	10.5	16.0	07.8	27.4	10.5
28	35.7	21.4	35.1	22.1	26.9	18.4	27.4	13.2	16.2	03.6	28.0	14.6
29	27.0	22.9	-	-	26.1	16.4	23.8	17.0	18.7	05.5	28.3	15.5
30	36.7	21.5	-	-	28.2	15.3	20.2	17.8	14.1	08.4	22.7	13.0
31	32.4	24.4	-	-	25.5	16.9	-	-	13.1	05.8	-	-
MÉDIA	29.2	19.7	31.1	21.4	28.7	19.7	24.6	13.6	21.6	10.6	20.3	10.4
MÁX.	36.7	-	36.9	-	38.1	-	32.0	-	31.0	-	28.3	-
MÍN.	-	14.5	-	16.8	-	15.3	-	07.3	-	03.6	-	00.7

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1948

MES DIAS	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	17.1	09.4	23.9	16.2	21.7	03.7	28.8	16.4	23.4	16.3	35.4	20.1
2	17.0	11.9	24.9	13.4	14.4	10.8	27.8	17.8	24.6	15.0	34.7	25.1
3	21.8	14.5	27.7	14.0	15.6	12.6	25.8	18.7	19.2	17.3	28.6	19.8
4	16.3	12.9	27.3	15.0	19.4	14.9	25.5	18.1	20.5	17.2	25.1	19.2
5	24.9	13.4	28.1	14.0	22.5	16.6	24.3	19.1	25.2	14.0	27.4	22.0
6	19.2	13.5	28.0	16.3	22.8	15.7	24.3	18.0	26.6	17.6	25.6	20.0
7	19.6	14.9	29.1	14.2	24.1	12.0	24.1	17.5	21.8	14.2	28.4	17.1
8	23.4	11.6	20.3	16.0	17.4	13.2	26.4	16.8	30.1	14.1	30.2	17.6
9	24.9	14.1	18.8	15.4	20.6	10.0	24.6	18.0	34.7	19.1	27.8	17.8
10	27.6	15.0	24.3	15.9	22.2	08.4	21.7	16.2	23.2	18.7	24.3	18.9
11	19.8	15.2	21.0	11.8	17.2	09.6	24.5	12.3	24.7	16.5	27.2	16.6
12	19.6	13.8	12.1	08.0	19.4	05.5	25.0	12.6	26.5	16.2	29.0	17.8
13	23.1	12.0	11.1	05.3	19.8	13.6	24.7	17.6	18.8	11.5	30.8	19.6
14	24.0	12.6	12.3	05.0	20.1	13.6	21.2	16.5	20.6	08.7	28.8	20.6
15	17.7	15.4	17.4	09.1	21.0	13.7	22.6	12.6	25.2	12.9	27.4	19.7
16	17.4	14.1	16.7	09.2	22.1	12.0	25.1	12.0	29.8	18.3	25.9	20.0
17	20.8	10.0	21.8	06.3	27.0	15.0	23.4	14.1	30.7	21.4	25.7	17.7
18	16.7	10.4	17.9	09.3	27.7	16.2	24.8	13.4	25.2	20.4	25.7	18.2
19	20.8	07.6	12.2	09.3	27.4	16.5	19.4	15.5	23.1	19.1	26.6	16.6
20	18.4	12.7	14.0	11.1	24.1	19.8	19.8	14.2	30.2	19.4	27.6	16.7
21	18.5	12.2	16.6	12.8	23.4	14.9	24.3	14.0	28.0	21.7	29.0	17.2
22	17.8	11.4	17.3	10.5	25.7	17.4	27.3	14.2	22.7	19.8	28.5	19.7
23	16.0	08.2	13.5	10.0	28.0	18.7	28.7	15.5	21.5	16.0	30.2	19.8
24	14.6	06.3	15.9	09.0	27.6	16.8	32.3	17.9	24.4	14.7	32.8	22.7
25	28.0	09.6	18.2	05.8	26.2	16.9	26.5	19.7	30.9	17.4	26.0	20.5
26	23.8	13.8	21.4	09.0	27.0	17.9	26.4	19.9	31.6	20.0	26.1	17.0
27	19.3	14.4	21.9	12.4	29.9	17.3	27.3	20.1	27.6	17.8	28.3	16.9
28	26.3	17.8	24.0	10.4	22.2	15.4	27.8	16.2	25.2	15.8	32.9	17.0
29	20.8	14.1	24.7	15.5	21.2	11.7	30.2	18.5	30.0	17.4	35.6	21.0
30	15.1	10.9	16.1	9.4	25.3	14.0	21.1	17.6	31.5	19.1	35.8	21.7
31	20.9	14.3	14.4	03.8	-	-	25.3	18.4	-	-	29.4	22.4
MÉDIA	20.5	12.6	19.8	11.1	22.8	13.8	25.1	16.4	25.9	16.9	28.9	19.3
MÁX.	28.0	-	29.1	-	29.9	-	32.3	-	34.7	-	35.8	-
MÍN.	-	06.3	-	03.8	-	03.7	-	12.0	-	08.7	-	16.6

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1979

MES	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	27.3	21.5	30.6	18.5	25.1	18.7	27.0	15.3	18.0	15.2	16.0	04.2
2	32.1	19.8	34.7	20.4	26.8	13.2	29.4	16.2	19.4	10.8	21.2	04.6
3	30.2	20.6	34.2	20.8	30.5	18.5	22.7	18.9	16.8	11.4	24.8	08.3
4	25.6	16.4	33.2	20.7	31.6	19.6	21.6	17.9	19.0	12.6	21.6	13.1
5	25.7	16.4	36.4	22.4	33.1	21.3	18.7	16.2	18.4	08.4	13.6	07.6
6	24.9	16.7	36.2	20.8	32.9	22.4	18.7	14.6	21.4	06.9	13.4	04.0
7	25.4	15.6	32.8	21.3	31.7	22.0	19.5	13.3	21.6	10.6	12.2	09.2
8	26.3	17.2	25.3	21.9	24.0	21.6	22.4	14.3	19.7	14.5	16.4	10.0
9	28.0	16.8	31.2	21.5	24.2	20.6	24.2	13.7	17.2	14.0	15.6	05.8
10	31.4	18.9	35.0	23.0	24.8	20.2	23.6	15.3	20.7	14.0	16.1	03.9
11	31.5	18.0	34.4	23.4	22.1	19.5	22.8	16.9	21.2	13.2	23.6	06.8
12	28.9	19.3	28.7	22.8	21.2	19.6	22.7	12.8	18.6	15.5	16.4	11.9
13	30.7	19.5	29.3	23.1	20.4	18.4	22.6	15.6	19.5	16.6	14.2	07.8
14	31.2	19.3	30.7	19.0	23.2	18.4	25.9	18.7	21.8	16.4	12.0	03.6
15	29.8	18.6	31.3	20.2	25.2	17.8	21.4	17.8	20.9	14.9	13.1	05.0
16	28.8	19.5	29.9	19.7	26.4	17.9	24.7	17.8	25.2	13.2	15.6	05.1
17	29.7	19.9	29.4	20.4	27.8	18.8	21.5	16.9	24.6	14.2	19.1	06.3
18	28.6	18.6	31.9	22.0	28.5	19.3	23.4	17.4	20.3	16.3	22.0	08.0
19	27.7	17.9	29.1	20.7	29.6	19.2	24.6	15.5	20.8	15.5	24.3	10.1
20	28.4	18.1	26.4	20.1	29.7	17.8	24.0	17.3	20.2	12.6	24.7	13.0
21	29.1	19.0	26.2	18.1	31.4	17.0	21.2	14.5	24.0	10.5	24.7	13.0
22	32.2	19.6	25.4	19.4	21.4	18.8	22.1	15.6	21.0	14.3	26.4	13.2
23	33.1	20.8	27.4	20.2	29.0	20.2	20.9	16.4	14.3	11.2	26.7	12.3
24	29.0	21.8	26.4	21.0	22.3	17.6	21.3	14.8	14.9	05.9	19.9	08.6
25	31.4	21.7	28.8	21.4	23.1	15.8	21.8	13.4	19.9	06.9	13.5	05.8
26	35.4	21.6	29.0	18.4	24.0	15.4	22.2	12.6	17.6	09.3	17.8	04.6
27	33.6	22.3	32.4	19.0	23.8	15.0	22.5	11.5	15.5	06.3	17.7	03.8
28	27.7	19.2	25.6	19.1	22.0	17.7	23.7	12.9	20.2	07.7	17.8	07.6
29	27.2	14.2	-	-	24.7	14.3	25.7	14.2	14.9	10.5	19.5	10.5
30	30.2	15.3	-	-	25.7	14.9	21.3	15.0	10.8	05.5	17.6	09.3
31	28.6	15.6	-	-	24.9	14.5	-	-	11.6	03.7	-	-
MÉDIA	29.3	18.7	30.2	20.7	25.9	18.3	22.8	15.5	19.1	11.7	18.6	08.0
MÁX.	35.4	-	36.4	-	33.1	-	29.4	-	25.2	-	26.7	-
MÍN.	-	14.2	-	18.1	-	13.2	-	11.5	-	03.7	-	03.6

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1979

MES DIAS	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	19.2	10.8	29.8	14.2	14.1	11.2	19.4	16.6	27.3	15.8	26.8	19.8
2	20.0	12.2	30.4	16.7	17.1	06.3	19.6	16.0	31.3	17.3	24.0	17.7
3	17.6	14.0	17.7	15.0	18.8	05.0	22.4	16.5	26.0	18.2	24.6	20.6
4	16.3	12.9	22.3	15.0	13.8	06.1	25.6	18.0	24.6	17.3	22.2	18.7
5	13.7	07.6	18.3	14.1	16.4	04.0	21.6	19.1	29.4	16.9	25.8	17.8
6	12.4	06.8	18.0	12.8	20.0	08.3	22.2	18.2	30.8	19.8	26.8	19.8
7	17.4	11.3	18.4	13.2	21.6	08.2	20.8	17.0	34.6	21.3	27.3	20.4
8	13.8	11.2	17.9	11.7	21.6	13.0	24.3	16.3	23.8	17.6	29.9	19.2
9	16.2	10.3	21.1	14.4	20.5	15.4	19.4	14.2	19.2	14.1	26.8	19.8
10	11.6	09.2	19.7	15.6	18.8	15.2	23.0	12.8	18.8	12.5	30.4	20.1
11	17.7	06.3	17.1	12.8	24.0	14.0	22.9	16.4	20.0	14.0	34.6	22.0
12	19.6	06.2	15.6	11.2	26.3	14.4	25.1	17.7	23.7	14.2	34.4	25.1
13	20.7	07.4	21.6	14.4	19.5	16.5	24.4	18.9	29.0	14.1	29.4	21.6
14	20.7	10.2	20.2	15.0	17.3	10.2	26.4	18.7	23.2	17.4	29.2	23.5
15	20.1	11.8	17.3	13.9	18.7	07.4	22.2	16.7	19.3	14.0	24.6	18.9
16	12.0	06.2	18.2	11.5	20.3	03.1	21.0	12.9	22.2	17.4	23.0	14.5
17	13.4	04.6	20.1	14.7	15.1	10.4	25.4	12.0	31.4	17.4	26.4	16.2
18	14.6	01.4	19.8	16.6	12.8	09.4	17.2	12.7	26.1	19.3	27.6	16.4
19	12.6	04.1	17.2	15.3	15.0	04.0	21.0	10.0	22.6	15.3	29.8	19.8
20	10.8	07.3	19.1	12.1	19.7	03.7	24.2	13.3	23.0	15.6	30.2	20.2
21	15.8	09.1	23.8	14.1	24.9	07.4	30.2	16.2	24.5	16.9	30.8	21.0
22	17.3	09.1	26.2	12.5	23.0	11.9	33.3	18.4	28.2	22.0	24.5	20.4
23	19.2	07.0	21.0	14.1	28.4	13.0	19.4	15.5	26.7	18.9	24.1	15.5
24	25.8	08.4	23.6	15.5	31.8	14.9	19.6	14.3	21.4	17.2	26.0	15.7
25	19.2	13.8	22.6	14.8	21.2	16.8	24.0	16.7	20.0	15.3	29.0	16.6
26	15.5	11.5	17.2	12.8	34.6	14.5	22.7	13.0	20.0	13.0	25.9	16.8
27	25.6	11.8	18.3	07.9	35.8	21.0	29.4	14.1	23.3	10.7	28.0	17.9
28	28.9	13.5	20.8	11.3	19.4	17.1	23.5	19.0	29.0	12.3	32.4	21.2
29	29.3	16.8	16.1	10.7	21.7	17.6	26.0	19.0	30.1	16.4	33.4	21.4
30	28.7	11.7	16.6	07.0	18.6	17.2	26.3	17.6	33.1	18.7	27.4	22.3
31	28.2	11.0	18.4	15.1	-	-	26.4	15.8	-	-	22.4	15.1
MÉDIA	18.3	09.5	20.1	13.5	21.0	11.6	23.4	15.9	25.4	16.4	27.7	19.2
MÁX.	29.3	-	30.4	-	35.8	-	33.3	-	34.6	-	34.6	-
MÍN.	-	01.4	-	07.0	-	03.7	-	12.0	-	10.7	-	14.5



## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1980

MES	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
DIAS	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	23.0	14.8	26.6	21.2	32.0	22.6	19.8	12.4	18.1	14.0	26.6	17.4
2	24.1	13.8	26.7	20.0	29.8	22.8	14.9	07.8	18.4	12.8	27.2	17.5
3	28.4	14.5	30.0	20.4	26.2	21.6	12.4	07.4	17.6	12.4	28.6	17.4
4	28.0	15.9	30.5	18.6	28.6	22.0	11.3	03.1	17.6	09.6	28.5	17.8
5	28.9	19.5	32.2	21.9	33.8	21.8	18.8	02.3	20.0	10.3	27.8	20.6
6	33.3	21.0	30.9	22.6	30.7	23.6	22.0	05.6	22.8	10.4	27.0	18.3
7	30.7	20.7	29.1	20.7	29.0	22.5	23.8	08.8	16.7	11.0	27.3	18.8
8	29.5	20.4	30.6	19.7	28.3	22.7	23.6	11.6	23.4	14.5	29.1	20.3
9	22.2	19.6	34.0	21.9	30.9	21.2	28.1	13.1	23.9	17.0	30.8	21.5
10	27.0	19.8	35.4	22.6	32.8	21.2	27.5	16.0	24.7	17.2	33.8	21.0
11	31.3	17.7	26.4	20.8	27.9	23.5	19.5	17.2	26.4	15.7	34.3	21.8
12	27.0	20.7	31.9	18.8	25.5	23.1	19.0	16.4	28.4	15.6	25.4	18.7
13	28.6	20.0	29.6	20.8	27.0	21.5	18.8	12.3	28.6	16.0	19.1	16.2
14	27.3	19.8	30.6	21.8	27.0	18.6	14.4	10.3	28.8	17.4	18.0	13.2
15	28.4	19.0	31.8	20.7	28.0	20.2	17.2	05.4	28.2	19.2	18.0	09.8
16	27.5	20.7	34.3	21.4	28.7	20.6	21.7	07.0	22.8	17.3	20.9	08.2
17	30.2	21.2	25.0	21.0	28.8	21.0	23.5	09.2	22.0	17.0	26.9	12.5
18	29.3	22.4	27.3	18.2	31.8	23.5	26.7	12.8	24.8	17.8	24.7	21.1
19	32.2	21.4	25.4	17.6	32.3	22.2	22.2	12.7	24.8	18.1	24.0	20.5
20	30.2	20.0	26.2	18.6	32.8	22.6	17.4	12.0	26.4	17.7	27.4	19.8
21	30.3	19.0	25.5	20.4	33.9	21.6	18.2	12.1	24.0	19.4	30.5	21.0
22	34.0	19.1	28.0	20.8	36.2	22.2	18.3	09.6	20.3	17.0	31.6	20.3
23	36.2	22.2	28.2	20.7	35.6	24.8	20.4	08.1	21.3	12.9	32.4	19.8
24	31.1	19.7	31.1	21.8	35.8	24.6	19.6	11.8	23.9	13.7	31.4	20.0
25	25.4	12.8	27.8	20.5	31.5	22.9	16.8	11.5	21.1	14.2	29.4	18.3
26	29.0	16.6	29.7	21.6	27.8	22.5	11.5	05.8	25.0	14.1	28.4	18.0
27	32.2	17.6	30.4	22.6	29.6	23.2	11.8	03.0	26.2	13.4	29.0	18.6
28	27.5	22.2	32.2	21.1	29.2	23.0	19.8	03.4	27.6	17.0	30.2	18.8
29	29.8	18.5	33.2	23.3	26.2	21.6	26.9	13.8	22.7	18.6	31.0	17.5
30	32.6	19.4	-	-	24.3	19.3	28.8	11.9	22.3	17.6	26.8	18.1
31	21.4	21.0	-	-	26.7	16.6	-	-	23.6	15.9	-	-
MÉDIA	29.0	19.1	29.3	20.7	29.9	22.0	19.8	09.8	23.3	15.3	27.6	18.1
MÁX.	36.2	-	35.4	-	36.2	-	28.8	-	28.8	-	34.3	-
MÍN.	-	12.8	-	17.6	-	16.6	-	02.3	-	09.6	-	08.2

# OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1980

MES DIAS	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	15.0	08.0	16.8	01.9	20.4	14.1	31.8	15.2	22.2	09.0	29.2	21.5
2	11.4	04.2	18.0	06.2	16.4	14.1	31.2	18.4	26.6	14.5	22.8	19.4
3	11.9	06.4	23.8	12.1	22.4	13.5	25.6	19.6	31.3	16.2	26.5	21.3
4	18.6	08.2	28.0	14.2	16.6	07.4	21.1	11.2	28.5	16.4	22.8	20.1
5	19.8	10.4	22.0	15.5	17.2	05.0	11.8	10.6	29.8	19.1	23.4	13.9
6	22.0	12.4	19.3	15.3	22.8	05.7	16.3	08.8	22.4	19.0	26.6	19.0
7	25.0	13.7	22.8	15.4	27.8	07.6	19.6	11.3	25.5	18.6	30.2	15.9
8	21.7	12.4	18.9	13.7	21.7	12.0	15.8	14.3	28.2	17.6	31.3	18.0
9	17.2	07.9	19.6	08.5	15.5	10.0	23.1	12.2	18.4	14.2	35.5	20.4
10	14.2	08.5	24.4	11.5	18.2	08.7	22.8	15.5	21.4	13.8	31.6	19.8
11	17.4	05.8	18.6	11.2	23.7	08.5	22.8	16.7	22.3	15.5	32.2	19.8
12	13.0	10.0	16.3	04.8	24.3	10.6	22.2	16.1	22.4	12.0	28.0	19.8
13	21.4	12.0	22.6	09.2	29.9	15.8	23.3	15.3	24.8	12.2	28.8	20.6
14	20.5	08.9	20.8	10.5	29.1	16.5	24.8	15.0	28.5	14.4	28.5	17.2
15	12.4	02.4	26.1	12.1	19.0	10.1	26.9	16.0	30.5	15.4	30.4	18.8
16	19.2	07.5	27.5	14.9	12.8	05.8	29.9	15.8	27.5	18.8	28.2	17.8
17	20.3	08.0	20.0	13.4	16.5	05.5	31.3	16.4	23.2	16.0	31.8	16.8
18	19.4	10.5	19.4	12.0	24.2	12.9	26.6	17.7	27.0	16.8	35.5	20.4
19	29.5	12.0	17.2	13.9	17.6	11.9	24.0	18.2	25.8	18.4	23.1	19.3
20	24.0	11.0	17.7	14.4	19.4	14.3	23.5	18.8	25.7	19.2	23.0	17.4
21	16.4	09.1	20.3	15.5	16.6	11.6	22.0	19.0	25.6	19.4	23.9	17.2
22	18.9	06.2	18.6	12.7	16.7	08.3	21.9	14.1	28.2	21.5	24.4	16.0
23	18.5	07.4	16.3	06.3	19.4	05.5	16.7	10.4	26.4	20.0	28.2	19.0
24	22.0	07.2	18.1	05.9	17.7	08.3	19.1	10.9	26.4	14.5	27.9	19.2
25	27.2	10.4	18.2	08.5	17.4	09.3	27.2	14.8	23.3	14.2	28.4	19.8
26	31.5	15.0	13.5	08.2	20.0	09.3	30.2	18.6	27.4	13.2	30.5	20.0
27	19.3	11.8	13.9	06.2	20.3	11.3	23.1	19.8	29.1	19.4	25.4	21.1
28	18.9	09.2	20.4	07.1	15.6	13.2	25.3	18.4	25.0	19.4	28.8	21.4
29	17.4	09.7	24.2	08.7	20.9	14.3	28.2	18.2	22.8	19.9	29.3	21.3
30	10.8	07.0	26.2	12.4	28.1	16.2	24.1	16.8	32.4	19.6	28.0	21.0
31	10.7	03.1	22.0	17.8	-	-	20.5	10.8	-	-	28.9	21.0
MÉDIA	18.9	08.8	20.4	11.0	20.3	10.5	23.6	15.3	26.0	16.6	28.2	19.3
MÁX.	31.5	-	27.5	-	29.9	-	31.8	-	32.4	-	35.5	-
MÍN.	-	02.4	-	01.9	-	05.0	-	08.8	-	09.0	-	15.9

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1981

MES	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	30.0	20.7	30.3	22.3	27.1	19.6	25.8	14.5	21.8	10.5	27.8	15.7
2	31.4	21.4	31.4	22.6	32.8	18.8	26.4	15.7	23.8	10.4	21.7	13.4
3	23.1	22.6	31.8	21.5	28.8	22.2	25.1	18.1	26.3	12.8	17.9	12.7
4	27.4	19.4	25.8	21.1	26.0	17.3	24.7	17.7	28.1	17.4	17.0	8.8
5	27.7	19.1	24.9	16.6	29.7	18.9	25.1	14.3	32.6	18.0	17.2	5.6
6	23.0	21.8	26.2	18.4	30.2	22.8	26.3	15.2	25.8	19.0	17.2	13.9
7	28.0	21.7	28.4	20.6	27.1	21.0	29.9	17.5	30.5	18.6	15.6	13.8
8	27.5	17.0	33.6	20.6	26.8	20.2	27.7	19.4	29.9	17.9	16.9	9.9
9	29.9	19.6	26.5	22.2	27.5	17.0	27.1	19.8	29.0	18.2	19.7	7.6
10	30.9	20.3	27.3	21.0	28.2	16.8	28.6	19.0	29.9	20.0	19.7	10.0
11	30.2	21.7	31.4	21.2	28.4	19.5	26.7	19.0	25.2	20.2	17.9	11.7
12	31.3	22.6	35.5	23.2	28.6	20.2	24.1	20.2	29.1	18.0	16.9	5.7
13	30.5	21.0	31.0	21.5	29.6	18.2	22.9	20.1	30.6	17.8	17.0	6.0
14	38.7	20.3	27.0	20.8	34.6	21.0	21.9	18.6	25.8	17.0	14.7	6.1
15	25.5	20.0	34.3	22.5	26.7	21.0	22.5	16.0	19.8	13.8	18.1	3.3
16	28.3	20.6	28.1	22.6	25.5	17.2	21.4	12.8	23.3	14.2	16.7	8.5
17	27.7	23.0	32.2	23.1	23.5	16.4	21.8	14.8	27.2	18.0	11.5	8.5
18	28.9	22.2	34.4	22.0	26.1	14.4	23.5	13.6	27.1	14.8	9.9	7.0
19	30.9	18.5	27.0	21.6	28.2	15.8	26.5	12.1	29.2	17.2	13.8	3.7
20	29.4	21.3	29.8	23.0	24.1	18.2	27.5	16.1	23.6	14.4	14.5	3.4
21	25.8	19.2	31.2	20.8	27.7	18.1	29.9	15.5	24.2	12.9	18.9	2.3
22	25.5	15.8	30.5	22.5	27.6	13.0	28.3	18.2	26.6	14.8	18.3	11.4
23	30.4	17.8	31.2	21.7	30.2	15.2	25.1	18.4	27.5	17.1	19.1	12.7
24	31.6	20.2	31.8	22.0	27.4	17.2	21.8	13.8	27.6	15.6	18.2	10.9
25	20.0	22.0	33.6	21.8	25.4	19.0	22.5	16.4	23.4	17.4	23.6	8.0
26	31.6	22.7	33.2	23.2	28.8	17.2	23.8	17.2	19.7	14.0	27.5	10.8
27	33.6	23.2	34.5	23.8	29.6	20.8	21.5	18.7	19.2	13.8	25.9	13.8
28	35.1	25.0	29.2	21.0	27.1	21.8	21.2	14.6	22.5	13.3	20.0	15.5
29	30.0	20.3	—	—	27.8	20.5	20.7	13.4	24.6	13.0	20.5	14.9
30	26.3	20.0	—	—	25.1	19.9	21.0	11.8	24.8	12.6	24.2	16.4
31	30.0	18.2	—	—	25.8	18.6	—	—	26.0	12.9	—	—
MÉDIA	29.9	20.6	30.5	22.0	27.8	18.5	24.7	16.4	26.0	15.8	18.6	9.7
MÁX.	35.1	—	35.5	—	34.6	—	29.9	—	32.6	—	27.8	—
MÍN.	—	15.8	—	16.6	—	13.0	—	11.8	—	10.4	—	2.3

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1984

MES DIAS	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	17.8	11.4	19.7	11.7	15.3	12.2	19.6	07.8	33.6	20.8	24.0	19.0
2	14.6	10.4	28.3	12.2	18.2	13.8	24.0	09.6	33.4	19.4	23.3	13.8
3	15.9	9.4	29.6	15.3	16.8	15.2	29.6	13.0	24.2	21.4	23.3	12.3
4	17.3	10.6	31.3	15.2	16.8	11.4	21.8	16.4	24.4	20.0	29.3	13.6
5	18.7	11.0	29.8	16.0	19.8	07.9	19.3	16.2	26.9	19.1	31.2	19.2
6	19.4	12.2	28.5	15.8	23.0	07.7	21.1	16.2	24.9	20.0	26.5	20.6
7	30.8	11.2	26.9	17.8	28.6	09.5	19.0	14.0	23.4	17.1	25.5	16.4
8	22.5	11.2	20.9	13.7	31.2	14.0	16.9	08.9	27.6	15.8	24.2	16.0
9	22.0	10.4	14.4	9.2	33.4	17.2	17.1	07.2	26.6	20.4	26.0	16.8
10	24.3	11.4	16.7	4.7	17.6	14.0	20.2	09.4	30.0	15.6	26.2	15.9
11	21.2	15.0	23.5	6.4	18.8	13.8	23.9	10.6	27.4	18.6	29.5	17.4
12	25.4	16.3	18.0	10.4	20.2	15.1	20.0	15.0	28.2	17.0	28.5	17.0
13	22.2	16.2	19.5	13.3	17.3	16.4	20.4	13.6	29.0	19.3	31.7	17.4
14	28.3	16.0	18.6	8.4	18.1	16.6	23.7	12.2	28.6	19.0	34.4	20.6
15	28.8	17.8	21.8	8.5	18.0	10.0	26.8	14.8	29.0	18.5	27.4	19.5
16	26.1	15.6	24.2	9.4	17.4	08.5	23.1	16.6	24.1	18.3	27.8	17.6
17	15.6	10.8	23.5	11.3	24.8	07.8	17.0	10.2	25.7	16.2	32.6	17.4
18	10.8	7.6	23.4	10.4	25.6	14.0	20.6	10.6	29.1	16.8	33.3	18.8
19	9.7	5.3	18.7	8.0	22.9	16.3	21.4	14.5	24.8	19.7	29.9	21.8
20	13.0	6.4	19.4	6.8	19.0	15.4	20.4	15.0	25.2	15.0	34.6	21.8
21	16.7	10.6	22.4	9.0	15.6	13.0	23.6	13.6	28.8	14.8	23.7	20.0
22	15.8	10.7	23.6	9.6	14.8	13.3	22.0	12.1	28.4	14.6	20.0	17.4
23	15.5	8.4	25.4	9.4	15.5	14.7	26.4	13.0	25.4	19.7	21.7	17.4
24	15.2	8.8	26.2	12.1	18.0	15.0	31.2	13.3	23.3	20.4	25.5	16.0
25	17.0	11.2	21.0	14.8	21.8	16.3	32.7	16.6	24.0	17.2	25.7	17.4
26	17.2	8.3	16.6	15.2	25.0	17.5	24.6	18.2	25.3	15.0	29.2	19.2
27	20.6	6.2	16.5	12.8	28.3	17.1	24.2	18.0	25.7	16.4	29.2	21.0
28	21.3	7.2	19.9	14.8	33.2	17.2	24.3	19.0	22.8	18.4	30.3	20.2
29	25.8	11.0	24.1	15.8	07.8	11.0	28.3	18.8	26.0	16.9	30.0	20.2
30	23.8	13.6	21.2	13.1	16.0	07.6	29.6	19.6	28.1	18.6	31.0	18.8
31	19.8	12.1	16.7	10.5	-	-	32.8	18.6	-	-	29.9	19.5
MÉDIA	19.5	11.1	22.3	11.7	21.0	13.3	23.3	13.9	26.8	18.0	27.6	18.0
MÁX.	28.8	-	31.3	-	33.4	-	32.8	-	33.6	-	34.6	-
MÍN.	-	5.3	-	4.7	-	07.6	-	07.2	-	14.6	-	12.3

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1982

MES	JANUÁRIO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	23.0	17.7	34.7	22.7	30.9	21.2	29.0	18.2	27.0	13.8	23.5	9.2
2	23.8	14.5	33.2	24.6	26.6	19.6	30.3	18.0	21.8	15.1	27.2	8.0
3	25.0	15.8	26.6	20.8	26.4	18.8	27.7	20.0	19.6	12.4	26.2	12.2
4	27.2	16.9	23.5	21.0	27.6	15.0	28.2	19.6	23.0	12.8	23.4	16.8
5	30.5	17.8	24.7	19.2	25.8	18.0	29.6	19.9	24.4	13.8	20.4	12.8
6	29.2	18.2	27.8	17.4	30.2	18.4	28.3	18.6	25.7	17.0	21.3	15.0
7	23.9	20.7	32.5	17.3	31.7	18.9	23.9	17.8	26.2	15.1	22.0	12.6
8	24.0	20.2	32.9	20.1	29.8	18.8	25.6	15.6	28.0	13.0	22.1	14.4
9	29.4	19.8	29.3	22.4	29.4	21.5	25.8	15.2	26.5	16.6	27.5	14.0
10	33.2	20.6	31.7	22.6	31.5	21.8	27.2	16.2	23.9	15.5	23.0	16.2
11	25.5	20.0	31.2	23.2	29.6	20.8	29.4	16.3	24.1	15.0	24.5	14.4
12	26.0	18.0	30.5	21.2	29.3	20.6	29.6	16.1	28.4	15.2	20.0	15.8
13	27.9	19.0	33.0	22.3	28.8	20.1	30.9	18.1	31.9	18.2	25.2	14.0
14	27.3	17.8	28.0	22.0	31.5	19.6	27.5	18.1	25.3	16.8	23.8	18.3
15	29.5	17.3	28.6	19.7	26.8	19.7	22.8	15.0	20.9	15.2	18.9	12.7
16	32.2	17.3	32.0	21.8	30.8	19.7	20.8	10.6	26.4	14.6	13.0	6.0
17	30.2	19.2	30.2	22.6	31.1	19.8	22.7	11.2	30.4	17.2	18.4	4.2
18	28.6	22.2	26.8	22.0	31.0	20.0	26.4	13.6	25.0	15.8	21.9	13.8
19	27.4	19.2	26.6	20.4	28.9	20.0	27.2	15.8	19.6	13.5	22.0	16.6
20	32.3	19.8	29.2	20.1	29.3	19.6	26.4	16.0	19.2	10.2	17.8	14.3
21	33.5	21.0	31.9	22.7	29.0	20.3	25.5	18.2	19.5	10.2	17.5	9.8
22	25.2	21.1	26.1	20.6	28.0	19.8	23.3	13.4	19.4	9.4	13.1	11.8
23	26.3	16.8	25.9	17.6	30.5	20.0	24.8	16.8	21.6	12.2	14.7	8.4
24	28.6	14.8	25.8	18.2	31.2	21.1	28.2	17.6	21.6	14.2	13.6	10.1
25	30.6	17.0	27.7	16.4	30.4	21.1	28.5	16.1	19.9	15.6	15.9	10.5
26	33.4	17.6	30.2	18.6	31.3	21.8	25.3	18.3	18.4	15.0	16.8	9.4
27	34.7	20.3	31.2	21.2	27.2	18.3	22.2	17.3	18.1	9.3	17.9	12.9
28	34.9	21.8	31.5	21.0	31.1	14.8	23.8	17.5	17.8	6.3	19.5	12.2
29	35.0	23.0	—	—	24.2	14.0	24.8	15.4	20.5	5.0	12.2	6.1
30	34.2	23.0	—	—	24.9	16.8	26.2	14.2	21.7	6.6	16.5	5.8
31	35.4	22.6	—	—	29.2	18.6	—	—	23.4	7.1	—	—
MÉDIA	29.2	19.0	29.4	20.6	28.8	19.3	26.4	17.1	23.3	13.3	20.3	11.9
MÁX.	35.4	—	34.7	—	31.7	—	30.9	—	31.9	—	27.5	—
MÍN.	—	14.5	—	16.4	—	14.0	—	10.6	—	5.0	—	4.2

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1982

MES	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	185	7.8	181	11.0	199	13.4	224	16.0	257	16.0	260	19.6
2	226	6.2	154	11.0	262	12.8	228	16.3	242	18.8	197	17.2
3	268	12.0	152	9.0	275	13.2	215	14.9	231	18.8	217	14.2
4	206	14.1	189	10.2	302	17.5	270	12.6	211	14.6	228	14.9
5	162	13.6	229	8.6	230	12.1	217	14.7	181	14.6	258	15.2
6	212	14.0	255	13.0	186	9.7	198	10.4	206	15.2	229	19.0
7	163	12.0	166	14.1	223	13.6	233	14.8	254	14.5	214	11.4
8	126	7.2	194	16.6	229	10.6	200	14.3	212	15.0	237	12.0
9	143	6.2	168	15.5	247	12.8	214	11.7	229	10.8	266	11.6
10	15.9	7.6	168	11.1	300	12.4	199	14.7	22.1	14.6	30.4	14.9
11	196	6.8	186	9.2	253	17.8	248	13.0	22.9	14.8	337	20.9
12	157	12.4	223	10.8	226	18.6	258	13.4	19.4	13.8	343	21.5
13	170	11.4	247	10.6	262	16.8	193	12.4	21.5	12.1	319	21.8
14	158	9.6	299	16.4	263	15.3	198	9.4	19.2	16.0	30.2	21.8
15	208	5.9	193	12.0	273	17.4	223	10.8	20.3	16.1	253	20.6
16	173	9.2	173	12.9	338	17.6	267	13.6	22.0	15.7	272	20.0
17	214	13.6	151	12.8	263	18.6	340	16.6	24.1	15.4	30.5	22.0
18	188	13.3	181	12.2	188	14.5	202	12.9	28.8	17.6	32.9	22.6
19	188	10.9	161	6.8	186	13.2	244	10.2	27.8	19.2	25.9	21.1
20	256	12.6	225	7.0	201	12.1	32.1	12.4	22.0	17.8	27.7	16.5
21	29.2	15.8	217	10.2	224	14.4	26.8	19.3	21.0	15.3	29.6	16.6
22	235	14.3	154	10.6	238	14.6	22.2	17.8	25.8	12.9	26.8	19.0
23	211	15.6	196	10.6	213	16.3	22.9	19.5	24.4	15.2	25.3	18.4
24	184	14.4	292	12.4	225	16.4	230	15.0	27.4	16.6	27.8	18.0
25	200	14.6	334	21.0	237	17.5	184	15.1	29.4	18.2	30.2	18.0
26	270	14.4	340	19.4	210	18.2	224	14.0	23.8	19.8	32.0	18.8
27	24.5	14.2	240	18.8	184	13.6	246	16.0	23.3	20.5	31.8	18.2
28	25.9	16.8	324	16.6	16.9	12.4	24.2	15.2	30.6	21.4	33.0	21.2
29	22.1	10.4	330	19.8	16.9	9.2	27.6	15.0	30.0	21.3	35.5	21.4
30	14.8	5.2	246	15.9	226	13.0	23.9	16.0	33.2	20.0	35.7	21.9
31	18.9	6.4	17.8	13.8	-	-	24.8	13.5	-	-	29.4	22.4
MÉDIA	20.0	11.2	21.6	12.9	23.3	14.5	23.5	14.2	24.5	16.4	28.2	18.8
MÁX.	29.2	-	34.0	-	33.8	-	34.0	-	33.2	-	35.7	-
MÍN.	-	5.2	-	6.8	-	9.2	-	9.4	-	10.8	-	11.4

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1983

MES	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
DIAS	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	26.3	21.4	24.7	18.4	26.0	17.2	x x x	19.4	19.8	17.4	13.5	10.2
2	27.6	17.8	23.7	16.6	26.6	17.4	x x x	19.8	19.9	17.3	16.2	11.0
3	28.1	20.8	27.0	17.0	26.6	20.8	x x x	20.0	24.1	18.1	15.0	12.9
4	27.0	21.0	28.6	18.0	25.7	20.2	x x x	19.0	28.8	18.2	11.9	07.8
5	22.5	19.8	29.2	20.4	27.6	19.4	x x x	18.2	23.3	17.3	13.4	06.2
6	25.9	19.4	30.9	21.5	27.3	19.8	x x x	17.2	21.0	14.4	14.1	02.7
7	27.4	20.5	32.4	21.8	27.8	20.0	x x x	14.3	24.3	14.6	14.9	03.0
8	26.8	20.0	31.4	22.8	29.7	20.3	26.0	15.4	21.4	17.2	18.8	04.2
9	29.6	20.0	31.9	22.0	33.9	20.0	24.4	16.2	21.6	15.0	14.7	10.8
10	32.6	21.1	32.2	20.4	27.5	24.6	26.8	17.7	25.8	17.2	14.0	06.1
11	33.7	21.5	33.7	22.9	24.1	19.2	27.9	17.0	20.6	18.0	13.6	06.1
12	32.8	22.4	26.9	21.8	26.2	20.6	23.4	17.2	21.4	14.0	14.2	12.6
13	32.3	23.0	24.4	18.4	24.0	16.6	28.2	19.3	22.1	11.7	15.2	13.4
14	31.4	23.1	31.6	20.4	26.0	15.2	24.3	15.2	25.0	15.9	13.8	09.8
15	33.8	23.4	32.8	21.8	26.2	18.7	23.9	17.6	21.4	18.9	12.2	09.4
16	28.6	23.6	24.4	21.8	28.0	19.2	22.7	16.2	20.5	18.9	18.0	04.6
17	28.8	21.5	26.2	19.4	26.5	20.6	24.7	15.3	21.1	15.8	23.2	06.6
18	30.8	21.8	32.4	19.1	22.8	18.2	22.2	18.4	23.0	13.6	27.8	07.6
19	29.6	22.7	33.8	21.4	24.0	13.7	24.0	19.6	22.1	16.9	30.3	17.3
20	28.8	19.7	32.6	23.2	22.4	14.2	23.8	17.6	21.6	17.2	30.2	20.8
21	29.3	20.8	30.3	22.0	23.8	11.4	21.2	14.8	20.2	15.9	25.4	19.0
22	32.2	21.0	32.2	23.2	25.7	14.2	20.4	13.1	23.4	14.2	30.6	16.0
23	32.2	21.2	32.7	24.4	25.2	19.1	22.7	09.8	19.2	14.4	16.2	13.1
24	32.0	22.3	27.1	23.0	25.8	17.6	18.8	16.8	19.4	14.7	13.9	09.7
25	35.6	24.4	32.5	21.7	26.4	18.0	23.7	17.0	20.0	09.6	13.9	07.7
26	34.6	23.1	23.4	21.5	27.0	19.1	24.7	16.2	24.0	11.8	15.8	05.4
27	28.6	22.8	22.9	19.2	28.7	20.4	27.3	15.0	19.4	15.4	13.9	09.7
28	31.3	23.4	19.9	18.2	29.6	20.3	24.8	16.4	21.1	16.1	16.0	06.3
29	28.6	24.6	-	-	23.5	19.2	22.3	18.8	16.1	08.8	16.0	04.0
30	28.5	24.0	-	-	24.1	15.2	21.3	16.0	17.0	05.9	13.8	06.9
31	24.6	22.4	-	-	24.2	17.8	-	-	12.9	09.3	-	-
MÉDIA	29.7	21.7	28.9	20.9	26.2	18.2	24.2	16.8	21.5	15.1	17.4	09.3
MÁX.	35.6	-	33.8	-	33.9	-	29.7	-	28.8	-	30.6	-
MÍN.	-	17.8	-	16.6	-	11.4	-	09.8	-	05.9	-	02.7

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTACÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1983

MES DIAS	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	18.6	12.6	12.3	10.8	15.1	10.9	16.0	11.9	22.1	17.4	26.0	20.2
2	28.5	13.4	14.8	10.2	17.8	07.1	21.2	13.1	24.4	19.6	23.7	17.0
3	16.1	10.6	17.0	09.9	20.9	07.4	25.7	11.2	27.0	19.0	26.2	15.1
4	20.7	05.4	18.3	06.9	21.4	09.0	30.2	15.0	27.4	16.2	28.1	16.2
5	16.5	08.2	19.4	06.5	25.4	15.9	27.3	16.3	27.2	16.7	30.9	19.0
6	18.5	12.6	22.0	06.9	21.4	13.8	30.0	15.0	28.3	17.8	31.0	18.5
7	17.1	13.8	21.0	10.0	15.4	09.9	32.9	17.6	28.7	18.1	27.9	20.4
8	15.8	11.9	13.0	09.8	14.0	04.6	32.7	19.2	27.3	19.8	30.1	19.6
9	13.7	11.2	16.3	09.6	16.6	05.3	22.3	20.2	29.3	18.8	30.6	22.2
10	13.1	10.3	22.6	12.7	18.2	04.7	16.6	13.6	32.1	20.8	28.7	19.7
11	12.1	08.8	26.8	16.1	14.8	07.2	20.2	13.0	25.0	20.3	29.6	20.5
12	14.6	09.1	23.1	14.1	14.9	10.4	24.1	15.7	27.9	19.0	32.2	19.4
13	21.3	08.9	25.1	15.4	16.7	10.6	29.5	17.4	25.1	19.8	29.0	20.7
14	27.0	14.6	20.1	09.2	21.3	11.0	28.9	19.4	27.3	19.3	28.4	20.5
15	12.6	12.0	16.6	13.7	19.8	14.0	25.5	18.1	22.0	18.3	29.8	18.3
16	13.6	10.0	14.4	11.4	20.2	14.1	26.2	17.9	24.1	16.7	30.7	19.4
17	16.0	12.4	13.8	12.2	23.3	11.7	19.6	16.1	29.5	14.8	32.7	21.0
18	15.8	11.5	16.8	12.5	24.7	13.9	19.4	11.2	30.9	18.2	31.7	21.2
19	15.2	10.0	18.6	08.7	17.8	11.6	25.4	11.6	24.6	19.8	25.0	21.2
20	15.3	04.6	14.5	07.3	18.9	05.1	28.3	13.6	25.6	14.5	30.6	20.7
21	19.1	05.6	16.9	06.1	20.9	07.7	25.4	17.3	27.8	15.6	26.7	20.1
22	18.9	09.1	20.6	10.7	22.1	09.8	27.4	17.4	21.1	12.2	26.6	18.8
23	20.8	07.7	23.1	10.7	22.3	15.4	18.1	09.4	27.0	10.6	27.7	17.2
24	15.0	13.6	20.6	13.4	23.9	14.1	19.1	09.7	31.5	13.6	31.4	23.6
25	15.1	12.4	30.6	17.6	26.8	16.8	23.3	12.7	27.7	18.9	31.2	18.9
26	15.8	12.2	25.9	19.0	31.3	18.8	26.2	13.4	22.5	19.2	31.4	19.7
27	16.8	13.1	30.1	18.0	29.9	18.8	28.0	17.4	23.8	17.9	34.1	21.4
28	17.4	13.2	32.1	18.4	32.1	18.4	30.2	15.8	28.6	17.8	35.8	21.0
29	15.2	09.8	31.3	18.2	19.4	18.2	32.1	18.2	34.5	17.7	36.1	23.4
30	13.3	11.0	23.1	14.9	16.2	12.6	25.4	16.3	35.0	22.2	37.2	25.2
31	13.1	10.4	14.9	11.8	-	-	20.4	17.6	-	-	25.0	25.2
MÉDIA	17.1	10.7	20.4	11.9	20.8	11.7	25.1	15.2	27.2	17.6	30.1	20.2
MÁX.	28.5	-	32.1	-	32.1	-	32.9	-	35.0	-	37.2	-
MÍN.	-	04.6	-	06.1	-	04.6	-	09.4	-	10.6	-	15.1



## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1984

MES	JANEIRO		FEVEREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	33.1	24.0	26.8	22.5	30.4	22.7	23.0	18.2	24.1	13.4	23.6	06.4
2	32.2	24.1	27.3	21.5	27.7	22.1	25.4	17.6	27.2	13.5	30.4	16.2
3	27.2	21.8	32.3	21.7	28.5	20.8	24.4	17.2	29.2	15.7	20.7	14.6
4	31.0	22.8	37.9	21.3	30.6	21.6	22.3	12.6	31.6	17.2	16.7	14.8
5	32.9	21.8	26.8	24.6	32.6	22.6	23.4	12.8	26.5	19.8	16.7	14.4
6	32.2	23.0	26.5	17.3	32.4	21.9	25.9	11.3	25.1	19.4	17.0	14.6
7	37.3	24.2	26.1	14.4	31.8	22.0	23.2	11.4	23.3	19.4	16.4	10.8
8	32.1	25.6	31.4	18.9	31.8	21.6	26.7	12.8	21.7	17.1	15.4	10.9
9	34.2	24.8	34.1	21.7	32.8	21.5	28.8	16.2	21.6	17.4	15.5	11.3
10	30.5	21.5	34.0	21.4	24.1	19.3	28.8	18.6	20.3	16.0	14.5	08.7
11	29.6	23.6	36.2	24.6	25.1	19.0	28.1	18.3	17.3	09.0	21.6	05.3
12	32.9	24.2	37.2	26.0	24.7	17.0	27.2	19.4	17.4	11.8	17.5	10.8
13	35.1	24.2	36.8	22.8	25.9	18.2	28.4	18.6	14.4	06.1	14.7	09.4
14	30.0	22.8	37.8	24.5	30.3	19.8	30.7	19.8	17.2	09.3	15.8	09.2
15	29.0	23.0	36.9	24.2	32.7	19.8	30.4	19.4	13.8	08.0	18.4	14.4
16	27.7	22.4	31.6	25.0	32.9	20.1	25.9	21.1	17.8	03.3	17.5	15.0
17	32.2	21.4	28.4	24.2	27.3	21.0	21.6	19.6	19.4	08.2	18.3	16.0
18	30.9	21.8	32.3	22.9	26.3	21.2	21.2	18.2	25.8	10.7	15.8	13.6
19	26.4	22.2	34.0	23.8	27.5	16.7	23.6	18.4	21.0	12.2	18.2	15.4
20	26.0	21.6	35.9	23.9	24.1	19.2	25.7	19.8	18.4	16.4	18.0	15.8
21	26.0	18.2	35.9	23.7	25.5	19.1	26.4	19.5	21.0	17.4	27.3	16.7
22	27.5	19.8	37.2	23.5	28.1	18.4	22.1	19.9	24.5	17.9	20.5	13.6
23	30.0	18.6	33.3	24.8	30.3	19.2	23.2	19.2	25.3	18.6	13.8	10.8
24	30.1	18.9	36.2	23.4	30.7	21.8	19.3	12.5	21.8	18.9	18.2	12.5
25	31.4	19.9	35.3	23.4	25.8	22.0	18.1	08.4	28.8	17.2	27.6	15.6
26	30.1	20.6	31.7	24.2	25.7	17.2	20.9	08.0	29.2	17.7	21.0	09.6
27	32.3	21.9	32.2	24.1	26.9	17.7	22.6	09.0	23.8	18.8	11.0	04.8
28	33.1	24.1	35.0	23.2	31.8	18.1	24.1	10.6	26.1	17.4	13.0	03.4
29	32.4	23.2	32.2	23.0	24.2	20.6	20.8	13.9	24.2	14.6	16.8	03.0
30	32.7	20.5	-	-	24.2	16.8	22.1	15.4	13.1	11.0	20.7	06.0
31	27.4	22.3	-	-	25.1	15.4	-	-	17.9	08.1	-	-
MÉDIA	31.1	22.4	33.1	22.8	28.4	19.9	24.5	15.9	22.3	14.2	18.4	11.5
MÁX.	37.3	-	37.9	-	32.9	-	30.7	-	31.6	-	30.4	-
MÍN.	-	18.2	-	14.4	-	15.4	-	08.0	-	03.3	-	03.0

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1984

MES DIAS	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	23.9	07.3	19.7	13.3	26.1	11.2	26.3	12.8	22.6	14.9	25.0	21.0
2	26.8	11.6	16.6	09.6	19.3	12.4	28.6	14.6	26.0	18.0	24.1	17.5
3	29.9	14.8	17.2	09.6	20.6	13.3	26.3	16.4	23.4	16.2	27.2	13.1
4	19.0	12.5	19.8	06.3	20.2	14.1	20.4	14.9	21.4	15.9	32.5	16.1
5	30.2	15.0	20.1	10.8	21.5	13.6	20.5	17.0	20.0	16.6	35.8	19.2
6	26.2	14.6	17.9	14.4	22.9	13.6	19.6	13.1	21.9	16.1	26.2	21.1
7	16.8	08.1	14.4	08.0	24.6	11.7	20.9	09.2	24.9	17.7	23.3	17.7
8	18.8	11.4	11.4	07.0	20.7	10.3	21.4	13.6	31.9	19.9	24.2	14.5
9	28.9	14.2	20.4	10.5	18.4	08.0	24.8	17.2	25.8	20.1	25.7	15.9
10	23.5	19.0	19.8	13.8	22.6	11.0	24.3	14.2	26.7	15.9	28.4	16.9
11	29.8	14.5	22.1	15.0	25.5	13.0	24.2	13.2	21.9	14.3	27.3	16.0
12	25.0	13.8	19.1	15.1	21.7	14.7	26.8	15.5	21.6	14.5	31.3	17.3
13	13.8	08.8	14.4	10.8	21.9	14.7	22.6	17.3	23.1	11.1	23.1	17.9
14	14.6	07.8	14.2	07.1	20.1	14.4	26.3	17.7	21.8	14.7	27.1	12.1
15	13.4	10.7	13.4	05.9	23.5	15.6	28.4	17.6	25.1	11.9	29.3	15.1
16	19.4	12.2	12.9	07.0	20.3	14.2	31.5	16.7	30.3	14.2	34.1	18.0
17	24.9	12.1	15.8	08.6	21.0	11.2	29.1	17.8	23.8	17.8	23.9	16.3
18	23.7	16.2	18.9	11.5	24.7	12.9	21.5	15.1	24.0	14.8	23.2	14.3
19	16.4	13.7	19.5	13.1	20.6	15.7	24.1	13.2	29.1	16.1	23.6	14.3
20	15.0	12.5	23.9	12.9	21.9	14.4	27.5	12.7	25.8	17.4	25.1	12.9
21	12.4	10.5	18.4	14.3	21.4	12.2	30.9	14.8	27.1	17.5	27.1	15.9
22	11.2	08.2	18.7	13.2	17.5	09.6	24.3	16.8	29.6	17.7	23.0	17.2
23	13.7	07.9	21.9	12.6	19.1	06.7	21.7	15.1	34.7	16.9	23.4	12.7
24	19.1	06.8	16.7	02.4	22.2	11.2	23.3	16.2	23.6	20.6	24.5	15.5
25	13.9	06.8	12.6	03.0	20.2	16.2	32.1	17.2	26.1	18.3	25.3	19.5
26	14.6	02.2	15.5	03.7	21.9	16.2	32.2	19.9	29.8	15.1	27.1	16.4
27	17.5	06.5	17.6	04.1	19.5	15.1	32.8	19.2	24.9	15.6	25.7	17.2
28	13.1	05.4	16.4	08.3	17.3	11.9	36.0	18.4	29.5	15.5	28.4	16.5
29	13.6	04.2	21.4	06.7	19.8	13.3	35.4	20.9	31.4	20.5	33.5	19.9
30	20.8	05.7	23.3	08.1	22.1	12.6	21.3	16.8	33.0	20.1	30.7	20.7
31	26.1	13.0	24.4	10.3	-	-	23.1	10.9	-	-	30.4	20.4
MÉDIA	20.0	10.7	18.0	09.6	21.3	12.8	26.0	15.6	26.1	16.5	27.1	16.7
MÁX.	30.2	-	24.4	-	26.1	-	36.0	-	34.7	-	35.8	-
MÍN.	-	02.2	-	02.4	-	06.7	-	09.2	-	11.1	-	12.1

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1985

MES	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	30.2	21.5	30.1	21.6	33.3	18.7	31.0	18.6	16.7	06.5	25.6	16.9
2	30.9	20.2	33.0	22.3	32.8	21.2	32.7	21.0	17.4	05.5	17.2	10.8
3	31.0	18.3	31.0	22.7	29.7	21.6	27.5	20.6	19.7	06.0	15.4	06.6
4	32.2	18.6	29.7	22.0	28.7	19.6	20.8	14.6	21.4	07.2	15.5	05.0
5	34.3	20.8	30.1	17.2	31.4	18.5	20.5	13.1	23.2	08.1	15.9	09.7
6	36.0	21.8	31.7	15.3	30.4	21.3	22.4	14.5	22.6	10.4	14.2	05.8
7	28.1	22.2	31.1	18.1	32.0	20.5	25.4	19.3	21.5	14.5	10.8	07.6
8	26.4	18.8	28.4	20.2	27.4	21.5	24.7	16.7	19.0	16.0	16.6	03.4
9	28.6	16.3	33.2	22.0	30.5	20.5	27.3	18.5	17.3	13.2	15.3	08.8
10	34.0	23.2	32.0	21.3	26.0	19.8	24.4	19.9	19.8	10.2	17.6	09.2
11	36.3	20.8	29.3	22.2	27.4	19.4	22.6	18.4	21.2	09.8	20.9	05.5
12	30.0	22.0	28.8	21.4	29.3	18.4	24.8	14.8	22.6	09.6	21.1	08.1
13	29.2	21.2	23.6	21.0	30.7	16.6	27.4	17.8	19.8	10.3	21.6	08.2
14	30.9	21.1	24.3	20.7	32.0	18.4	25.4	19.5	19.1	11.2	24.3	10.7
15	27.5	21.6	29.3	21.4	31.2	20.4	19.8	19.0	20.8	09.2	18.6	14.4
16	26.8	20.6	32.3	21.3	28.0	19.2	24.8	17.9	26.3	09.6	19.4	15.3
17	26.6	18.0	29.7	22.4	28.1	19.8	26.4	19.4	30.0	14.3	19.6	13.6
18	27.2	16.9	34.5	22.2	29.3	18.8	23.5	16.6	31.8	17.0	17.6	12.5
19	30.5	18.5	33.3	21.9	25.0	17.4	22.6	11.2	21.0	15.3	21.4	08.1
20	32.2	24.1	29.7	22.7	29.3	17.4	27.4	20.0	22.2	15.2	26.7	12.6
21	35.1	20.8	29.2	23.3	24.1	17.8	27.8	15.2	23.2	15.6	19.5	15.0
22	28.2	22.7	28.1	19.0	30.1	17.8	27.4	15.3	17.8	08.8	23.9	12.4
23	25.7	20.0	29.6	19.7	27.3	21.0	27.0	15.2	14.2	08.6	24.8	14.8
24	27.2	19.3	32.3	17.9	28.8	20.0	27.9	17.0	22.4	09.4	19.8	15.0
25	29.7	19.2	33.2	19.2	25.9	21.4	26.4	17.8	27.7	12.1	19.8	16.1
26	29.5	20.0	34.7	20.2	30.7	20.7	26.6	15.4	28.4	15.5	22.6	16.2
27	28.4	19.6	25.0	19.4	24.9	20.8	28.7	15.6	22.8	17.5	25.0	15.9
28	31.0	23.1	30.3	14.5	31.0	19.4	27.4	16.5	19.3	14.9	26.4	14.2
29	29.2	20.2	-	-	27.1	20.8	22.2	14.4	18.4	12.8	26.8	13.4
30	29.0	18.5	-	-	27.4	18.4	16.1	11.8	22.7	10.3	20.1	15.1
31	30.0	20.5	-	-	30.2	16.1	-	-	28.2	13.7	-	-
MÉDIA	30.1	19.0	30.2	20.4	29.1	19.5	25.3	16.9	21.9	11.6	20.1	16.6
MÁX.	36.3	-	34.7	-	33.3	-	32.7	-	31.8	-	26.8	-
MÍN.	-	16.3	-	14.5	-	16.1	-	11.2	-	05.5	-	05.0

# OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

 ANO  
1985

MES	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
DIAS	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	16.6	14.9	18.2	15.2	13.8	09.8	23.9	17.0	23.4	18.2	24.5	17.6
2	16.3	12.5	18.3	14.9	17.3	06.8	26.6	17.6	22.3	16.0	24.1	13.0
3	19.8	07.4	22.5	17.6	21.8	11.7	30.0	15.5	21.3	16.2	25.0	16.4
4	29.7	10.4	22.5	15.7	20.4	14.6	25.6	19.3	24.4	15.6	30.6	17.0
5	24.0	15.0	25.8	14.8	21.0	12.2	26.4	20.5	25.2	14.0	33.4	17.6
6	15.6	13.2	30.7	15.3	20.8	07.8	22.6	15.5	27.2	13.4	30.0	20.2
7	15.7	07.0	26.2	16.0	23.7	11.5	21.7	12.6	29.7	13.4	32.6	20.4
8	20.7	04.5	16.0	13.0	27.0	12.3	19.2	11.0	32.0	15.8	31.2	18.4
9	21.0	07.4	20.5	14.8	29.6	16.2	26.2	12.1	35.7	17.6	34.4	20.2
10	13.6	07.4	14.0	13.4	23.4	17.4	22.4	14.6	36.0	17.7	33.1	22.0
11	11.1	05.0	14.2	11.5	26.2	15.4	24.6	10.0	31.4	21.8	27.7	19.8
12	18.6	04.6	16.0	12.8	22.0	19.4	25.6	13.2	32.4	21.0	31.0	18.7
13	21.9	06.8	18.8	08.9	26.4	15.6	32.7	14.3	26.7	22.1	25.7	20.6
14	24.1	08.0	23.9	12.4	19.0	15.6	36.5	18.6	39.4	20.2	31.4	20.8
15	23.5	09.7	29.2	12.3	23.6	17.3	26.0	20.6	38.4	20.1	34.0	20.9
16	21.1	07.6	22.0	15.6	20.4	18.6	22.0	15.8	39.8	21.3	34.7	18.6
17	23.7	07.7	19.6	14.2	21.6	16.5	20.2	14.6	28.4	21.4	29.8	19.5
18	24.9	13.0	18.3	13.5	21.9	14.7	26.1	16.8	22.9	19.0	33.2	17.8
19	25.2	11.1	17.3	13.8	18.3	17.0	30.5	19.4	27.2	18.4	30.9	21.6
20	21.7	12.4	21.1	14.4	22.4	17.0	22.1	15.6	27.8	18.8	26.6	21.5
21	18.8	14.2	16.6	10.1	23.6	16.9	25.2	13.0	32.4	20.0	33.5	19.7
22	18.2	10.5	14.6	06.4	26.3	14.8	24.6	16.4	33.0	20.9	29.8	19.5
23	22.1	11.9	18.6	07.8	26.4	15.0	25.0	13.4	25.3	15.1	28.3	18.6
24	22.3	12.9	22.9	06.9	19.6	14.5	25.4	13.0	26.7	19.7	31.6	19.4
25	23.9	12.9	21.8	12.5	21.4	13.6	23.8	14.2	31.1	17.2	33.3	20.8
26	25.5	14.0	20.2	14.5	22.3	12.0	24.2	13.9	32.6	18.2	24.7	17.7
27	23.5	12.0	21.0	14.0	23.5	13.8	26.9	15.6	22.2	16.2	24.6	17.9
28	24.0	15.3	19.6	09.0	21.2	15.7	26.7	19.4	24.8	15.7	28.2	19.5
29	26.0	14.7	18.4	11.8	19.6	15.8	29.6	18.5	26.6	16.0	27.8	19.8
30	23.6	16.1	21.4	13.0	21.8	15.4	30.8	19.6	30.6	16.4	29.4	20.2
31	19.1	16.3	15.9	13.5	-	-	25.1	20.5	-	-	27.2	21.9
MÉDIA	21.1	11.0	20.2	13.0	22.2	14.5	25.7	15.9	29.5	18.1	29.9	19.3
MÁX.	29.7	-	30.7	-	29.6	-	36.5	-	39.8	-	34.7	-
MÍN.	-	04.5	-	06.4	-	6.8	-	10.0	-	13.4	-	13.0

## OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTACÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1986

MES DIAS	JANEIRO		FEBREIRO		MARÇO		ABRIL		MAIO		JUNHO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	30.0	22.0	30.0	20.0	27.0	16.2	25.3	20.1	26.0	13.8	16.7	06.9
2	27.0	19.6	27.0	17.9	29.1	17.1	27.6	20.8	25.6	14.3	16.7	05.9
3	28.3	16.8	29.0	19.0	30.6	17.2	28.6	21.0	25.2	14.5	19.2	06.7
4	32.5	21.2	31.8	20.0	22.5	20.6	30.1	20.0	25.9	15.5	21.8	08.4
5	26.5	18.7	23.0	20.0	27.6	22.4	26.0	20.3	25.5	15.6	25.6	07.6
6	30.2	16.8	26.0	20.4	26.3	19.4	23.8	19.4	23.6	18.1	18.4	13.6
7	32.8	17.5	29.0	22.0	25.4	14.2	26.6	18.8	23.4	15.0	16.0	07.0
8	32.8	20.0	34.3	22.1	29.6	14.7	23.4	20.2	26.6	14.6	23.5	06.7
9	30.0	23.9	30.4	21.8	34.8	21.1	25.6	19.5	28.0	14.8	19.6	13.7
10	30.2	21.7	29.0	21.4	32.7	24.6	30.8	20.2	25.1	15.1	27.1	13.3
11	33.9	22.0	26.4	21.1	25.3	21.3	24.7	19.7	22.2	11.6	22.6	11.7
12	37.5	22.0	27.7	18.6	25.6	21.0	30.0	22.4	20.4	13.4	15.8	07.3
13	29.8	22.7	32.1	20.5	30.0	19.6	25.7	19.1	18.1	11.2	23.8	10.5
14	32.0	23.1	33.8	21.8	27.8	21.2	19.8	17.0	14.6	04.0	25.2	15.2
15	35.3	23.1	35.0	22.9	27.0	20.0	19.3	13.6	20.9	03.3	18.6	15.0
16	38.9	23.6	27.0	23.1	23.2	19.4	22.0	12.0	27.6	12.8	27.9	13.5
17	28.5	23.4	28.2	21.6	28.4	19.4	24.6	13.6	20.6	17.7	27.3	14.3
18	31.4	25.5	27.4	16.9	26.6	19.6	27.4	16.0	23.0	17.0	29.8	15.9
19	28.2	20.2	31.0	15.5	23.8	14.7	28.0	15.3	27.8	17.4	21.4	14.8
20	25.9	18.1	29.9	19.0	25.2	15.8	28.0	12.3	26.3	16.7	23.7	16.7
21	30.8	17.9	28.7	19.7	27.5	18.1	28.4	20.1	18.5	10.4	26.8	14.2
22	31.8	19.6	32.7	18.4	29.2	17.0	29.4	20.6	20.4	07.5	28.8	15.1
23	32.0	19.2	26.8	21.7	29.2	17.8	27.4	20.6	23.3	08.6	26.9	14.1
24	34.0	21.5	28.0	21.9	31.3	18.6	28.8	21.4	26.2	16.1	xxx	14.9
25	30.2	21.6	31.0	21.0	24.8	19.8	27.4	20.5	19.4	12.4	xxx	14.8
26	33.2	25.2	26.0	23.3	25.6	14.9	22.4	18.0	17.6	06.2	19.1	12.5
27	33.4	22.2	28.3	21.9	24.3	18.2	21.4	12.6	26.8	07.3	20.8	10.8
28	34.2	23.2	23.6	21.0	25.9	18.4	22.8	14.4	30.3	17.6	18.9	13.4
29	34.6	24.4	-	-	25.9	18.5	25.0	12.5	24.8	17.2	18.3	12.9
30	34.8	23.8	-	-	27.5	18.5	25.8	13.8	17.4	12.5	17.5	13.9
31	33.4	22.6	-	-	28.3	17.2	-	-	13.0	07.4	-	-
MÉDIA	31.7	21.3	29.8	20.6	27.6	18.6	25.9	18.1	22.0	12.9	-	12.3
MÁX.	38.9	-	36.0	-	34.8	-	30.8	-	30.3	-	-	-
MÍN.	-	16.8	-	15.5	-	14.2	-	12.0	-	03.3	-	05.9

# OBSERVAÇÕES METEOROLÓGICAS

ESTAÇÃO: PORTO ALEGRE

ESTADO: RS

ANO  
1986

MES	JULHO		AGOSTO		SETEMBRO		OUTUBRO		NOVEMBRO		DEZEMBRO	
	TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C		TEMPERAT. °C	
DIAS	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN	TX	TN
1	17.4	12.6	21.5	11.3	23.2	13.1	28.6	14.1	25.4	18.2	26.0	16.6
2	17.1	09.4	25.6	11.5	24.2	11.9	30.2	16.0	21.9	18.9	30.3	19.1
3	20.1	09.1	27.5	15.5	26.2	12.1	30.4	18.2	25.2	18.9	27.0	19.1
4	22.0	09.1	18.5	14.7	18.8	10.4	22.2	17.4	23.2	18.1	27.6	17.0
5	17.4	10.7	20.7	17.4	17.0	05.5	25.7	15.9	21.8	19.4	33.0	19.3
6	17.7	10.9	18.5	15.2	22.4	04.0	25.2	18.1	26.4	16.3	29.9	21.8
7	19.6	16.9	26.9	14.5	24.8	08.3	22.4	16.0	26.5	13.2	25.0	19.7
8	16.7	11.8	24.4	16.2	26.4	11.9	20.2	14.6	28.8	17.5	27.2	15.2
9	21.4	10.5	27.2	14.7	28.2	12.6	17.6	14.0	24.7	19.8	29.9	14.9
10	23.8	09.9	30.5	15.2	29.9	12.5	16.8	14.8	21.2	14.5	32.2	16.1
11	23.6	10.8	25.4	10.7	30.9	13.7	21.0	12.4	18.8	09.4	25.6	19.3
12	24.6	10.0	16.7	11.8	32.6	15.6	20.7	12.5	21.7	09.6	29.0	17.1
13	25.6	09.7	18.1	14.0	32.4	16.0	20.4	10.6	23.7	12.6	32.4	19.1
14	26.6	11.1	22.9	13.7	29.0	19.6	24.4	11.1	27.2	14.9	31.8	22.9
15	26.2	11.1	20.8	16.2	19.6	11.5	28.8	13.7	31.5	23.6	34.7	22.0
16	19.6	16.4	18.0	12.6	15.2	11.0	32.8	15.0	33.4	18.5	33.6	21.8
17	17.2	14.8	14.4	10.3	18.4	12.9	24.7	11.4	34.4	20.5	29.0	22.4
18	16.0	13.4	14.9	09.9	18.0	12.0	20.1	09.7	36.8	20.2	23.9	19.4
19	16.7	13.6	17.8	10.6	17.8	12.9	21.2	11.6	25.0	20.6	28.9	17.5
20	17.8	13.0	16.8	09.2	20.8	16.9	24.0	14.4	28.2	19.5	23.7	18.9
21	13.7	07.5	19.0	07.1	23.0	15.4	24.5	16.5	30.0	19.0	29.4	20.3
22	17.4	04.2	22.4	11.3	20.4	16.8	25.7	13.0	32.9	20.5	25.8	21.4
23	20.0	07.3	18.4	12.2	18.6	16.2	19.8	07.2	22.9	17.7	24.1	18.5
24	21.6	08.2	19.3	08.5	20.6	17.0	21.6	07.6	30.2	15.8	27.2	18.7
25	22.3	07.9	16.7	16.7	18.4	15.8	26.1	10.4	25.6	20.6	29.1	21.6
26	21.9	10.3	22.0	06.9	19.6	12.5	26.2	10.6	21.6	16.9	27.3	22.2
27	16.8	08.6	22.3	08.4	19.4	11.0	27.8	14.5	34.8	18.4	25.2	20.7
28	15.8	03.9	29.7	08.9	22.5	11.7	31.9	17.0	25.2	20.6	26.4	17.3
29	23.4	09.1	19.4	13.0	25.3	12.1	24.8	17.6	21.6	17.7	25.9	18.4
30	21.5	13.6	19.9	13.4	25.2	15.1	32.0	14.7	23.8	16.1	28.5	20.1
31	21.4	07.4	20.0	11.6	-	-	27.2	18.2	-	-	32.8	19.4
MÉDIA	20.3	10.4	21.2	12.2	23.0	12.9	24.6	14.3	26.5	17.6	28.5	19.4
MÁX.	26.6	-	30.5	-	32.6	-	32.8	-	36.8	-	34.7	-
MÍN.	-	03.9	-	06.9	-	0.40	-	07.2	-	09.4	-	14.3