



# PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Vicente Custódio Moreira de Souza  
Thomaz Ripper

 PINI







# **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

**Vicente Custódio Moreira de Souza  
Thomaz Ripper**

**PINI**



# **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

©COPYRIGHT EDITORA PINI LTDA.

Todos os direitos de reprodução ou tradução reservados pela Editora Pini Ltda.

## **Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

Souza, Vicente Custódio de, 1948 –  
Patologia, recuperação e reforço de estruturas  
de concreto / Vicente Custódio Moreira de Souza e  
Thomaz Ripper. – São Paulo : Pini, 1998.

ISBN 85-7266-096-8

1. Concreto – Deterioração 2. Concreto –  
Manutenção 3. Estruturas de concreto armado  
4. Estruturas de concreto protendido I. Ripper,  
Thomaz. II. Título.

98-2091

CDD-624.1834

### **Índices para catálogo sistemático:**

I. Estruturas de concreto : Patologia : Engenharia  
624.1834

Coordenação de livros: Raquel Cardoso Reis

Projeto gráfico: Lucia Lopes

Capa: Layout - Marcos Benevides dos Guaranys e Sirley Marques da Silva (arquitetos)

Finalização - Lucia Lopes

LL Artes Gráficas: editoração eletrônica - Lucia Lopes

revisão - Roberto Carlessi

Editora Pini Ltda.

Rua Anhaia, 964 – CEP 01130-900 São Paulo – SP – Brasil

Fone: (11) 2173-2327 – Fax: (11) 2173-2300

www.piniweb.com – manuais@pini.com.br

1ª edição, 5ª tiragem, abril/2009



*Porque somos mortais, curtamente mortais, inevitavelmente mortais, tendemos a acreditar que tudo o que dura mais do que nós é eterno. Nossa crença, em realidade, é simplesmente desejo, ou talvez mentira que nos pregamos, por quisermos acreditar que tudo aquilo que fazemos, que construímos, ou de que participamos da criação, brilhará para sempre no infinito*

(Vicente Souza).



## PREFÁCIO

O livro **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO** que os engenheiros Vicente Custódio Moreira de Souza e Thomaz José Ripper Barbosa Cordeiro, seus autores, gentilmente me convidaram para prefaciar, trouxe-me um sentimento de entusiasmo com o conteúdo da publicação, que não se resume em apontar solução para os problemas decorrentes da deterioração das estruturas de concreto, mas aborda com propriedade as principais causas das anomalias e, o que é mais importante, discute a melhor maneira de evitar a ocorrência destes problemas.

O **CAPÍTULO 1** – Patologia das estruturas de concreto – explica com clareza um conceito ainda malcompreendido mesmo no meio técnico: as estruturas de concreto não são eternas, pois se deterioram com o passar do tempo e não alcançam sua vida útil se não são bem projetadas, executadas com esmero, utilizadas com critério e, finalmente, submetidas a uma manutenção preventiva. Quando o projeto de engenharia for mal detalhado, a construção for realizada com insuficientes planejamento e controle, os técnicos e operários não forem dotados da qualificação adequada e os prazos de execução forem excessivamente curtos, a estrutura de concreto resultante será quase certamente de má qualidade e irá se deteriorar de modo prematuro, absorvendo gastos de recuperação e de reforço exagerados para ser mantida em condições de uso. Como as estruturas de concreto existentes estão envelhecendo, muitas já estão com dezenas de anos, os problemas de deterioração estão cada vez mais acentuados, exigindo com frequência trabalhos de recuperação e de reforço estrutural e mesmo, em casos mais graves, sua demolição.

Os **CAPÍTULOS 2 e 3** do livro fornecem indicações preciosas acerca das técnicas e dos materiais usualmente empregados neste tipo de serviço, constituindo-se em uma fonte segura de orientação para os técnicos dedicados à manutenção das estruturas de concreto.

O **CAPÍTULO 4** aborda aspectos também de grande importância: orienta como avaliar a resistência residual de peças estruturais danificadas, sugere diversas soluções de reforço e apresenta critérios para a adoção de coeficientes de segurança adaptados para cada situação.



Finalmente, o CAPÍTULO 5 trata da necessidade da manutenção preventiva das estruturas. Os países desenvolvidos já adotam a manutenção planejada: as estruturas, sobretudo das pontes, viadutos, passarelas, túneis e demais obras públicas, estão cadastradas e são submetidas a inspeções periódicas para correção criteriosa e oportuna de qualquer sinal de deterioração constatado, evitando assim que pequenos danos se transformem em grandes danos, cuja eliminação tardia é muito mais cara, ou, o que é pior, que venham a ocorrer acidentes com perdas materiais e humanas, como não é raro acontecer.

Em junho de 1983 a revista *SEARJ - Edição Especial*, editada pela sociedade dos Engenheiros e Arquitetos do Estado do Rio de Janeiro, publicou um texto que redigi alertando sobre a necessidade da criação, no âmbito da Secretaria de Obras e Serviços Públicos da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, de um *SERVIÇO DE PATOLOGIA DO CONCRETO E RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL*, a ser encarregado do controle e da manutenção de todas as estruturas das obras públicas, realizando vistorias de inspeção rotineiras com o cadastramento dos laudos e gerenciamento e fiscalização técnica das obras de reparação estrutural. O objetivo deste trabalho seria prevenir acidentes com danos pessoais e materiais, além de economizar o dinheiro público, pois um pequeno reparo feito em tempo hábil evita reparos custosos decorrentes de acidentes mais graves causados pela falta de manutenção.

Estou certo de que este livro constituirá mais um alento nesta luta pela conscientização de todos – projetistas, construtores, usuários e donos de obras, em especial os administradores públicos – quanto à importância de garantir a vida útil da estrutura gastando o mínimo possível em obras de recuperação e de reforço, luta que deve mobilizar cada cidadão devido ao seu largo alcance econômico e social.

**ENGENHEIRO NELSON ARAUJO LIMA**

# APRESENTAÇÃO

A Engenharia Civil é uma área do conhecimento humano em constante evolução, seja do ponto de vista dos materiais utilizados para as construções, seja das técnicas construtivas empregues – modernização de máquinas e equipamentos incluída – ou ainda dos métodos de projeto. Embora há milênios o homem venha desenvolvendo estes materiais, técnicas, e métodos, consolidando assim a tecnologia da construção – aí englobados a concepção, a análise, o cálculo e o detalhamento das estruturas, a tecnologia dos materiais e as respectivas técnicas construtivas – ainda há sérias limitações nesta área do conhecimento, as quais, aliadas a falhas involuntárias, imperícia, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, levam algumas estruturas, considerando as finalidades a que se propunham, a apresentarem desempenho insatisfatório.

Uma das áreas da Engenharia Civil é a Estabilidade das Estruturas, tradicionalmente vista como a que engloba o conjunto de conceitos que, ao serem aplicados ao projeto das estruturas como um todo, e de seus elementos em particular, tornam estas estruturas estáveis, isto é, apropriadas para serem utilizadas segundo as necessidades que as originaram. Este conceito de Estabilidade, entretanto, vem sendo revisto ultimamente, de forma a poder exprimir o que o seu nome implica, pois não é mais suficiente que a Estabilidade se preocupe apenas com o dimensionamento das seções dos elementos estruturais, e desses elementos como um todo. Assim é que, de uns anos para cá, um ponto básico que vem sendo incorporado ao conceito de Estabilidade é o da Durabilidade Estrutural, pois de nada serve que uma estrutura seja estável apenas por um período de tempo tão curto que a torne economicamente inviável.

Visto por este prisma, a primeira preocupação da Estabilidade das Estruturas deve ser com a Patologia das Estruturas, pois do estudo dos defeitos e dos sintomas patológicos das estruturas de concreto muito se pode aprender sobre falhas de concepção, de análise, de construção e de utilização destas estruturas. O Capítulo I deste livro dá uma visão global da questão, analisando a gênese dos problemas patológicos em estruturas de concreto.

Um segundo aspecto, que deve ser objeto de preocupação de todos quantos lidam com estruturas de concreto, abordado no Capítulo 2 deste livro, é o dos materiais utilizados na construção e na recuperação ou no reforço destas estruturas, já que se a correta utilização dos materiais em



construções novas pode evitar o surgimento prematuro de sintomas patológicos, a escolha apropriada dos materiais é, por outro lado, um dos fatores principais para que um trabalho de recuperação ou de reforço de uma dada estrutura de concreto tenha sucesso.

Como já dissemos, mesmo as estruturas bem projetadas e construídas, e corretamente utilizadas, desenvolvem sintomas patológicos. Além disto, muitos são os casos de estruturas que, por um motivo ou por outro, necessitam ter sua capacidade portante aumentada. Nestes casos, que implicam trabalhos de recuperação ou de reforço da estrutura, o conhecimento dos procedimentos e das técnicas a serem adotados é de fundamental importância para que a estrutura tenha realmente a sua capacidade portante original restaurada (recuperação), ou ampliada (reforço). O Capítulo 3 deste livro se ocupa destes procedimentos e técnicas.

Para projetar estruturas novas de concreto armado ou protendido o engenheiro estrutural conta com diversas Normas Técnicas e vasta literatura relacionada a este assunto. No caso de se querer projetar o reforço de elementos estruturais danificados, ou mesmo de estimar a sua capacidade portante residual, entretanto, o mesmo não acontece, pois não só praticamente inexitem Normas Técnicas específicas, como há mesmo vários aspectos ainda bastante obscuros e que não são nem sequer abordados nos livros especializados em recuperação e reforço de estruturas de concreto, já que tais livros são voltados mais para técnicas e processos de execução do que para projeto. No Capítulo 4 deste livro analisamos alguns dos aspectos relativos a elementos estruturais danificados e metodologias para o cálculo do reforço destes elementos, se bem que em alguns casos, em virtude do nível atual do conhecimento científico, ainda de forma especulativa.

Finalmente, no Capítulo 5 abordamos o problema da manutenção das estruturas, já incluído no Código Modelo 1990 do CEB sob o título “estratégias de utilização e manutenção das estruturas de concreto”, posto que uma estrutura projetada, calculada, detalhada e construída sob a consideração do ambiente que as envolve, tem que ser apropriadamente conservada, devendo-se, para isto, estabelecer as estratégias de manutenção de cada obra em função da maior ou menor confiança, por um lado, e dos cuidados, por outro, que, quando da própria concepção, a construção – e a estrutura em particular – venha a requerer em termos de utilização.



# SUMÁRIO

Prefácio

Apresentação

CAPÍTULO

1

<b>PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO</b> .....	13
1.1 - O conceito de patologia das estruturas .....	13
1.2 - A atualização de conceitos na Engenharia Civil .....	14
1.2.1 - Critérios revolucionários .....	14
1.2.2 - O conceito de desempenho .....	17
1.2.3 - Vida útil e durabilidade .....	19
1.2.4 - O conceito de manutenção .....	21
1.3 - Sintomatologia das estruturas de concreto .....	22
1.3.1 - Gênese da patologia das estruturas .....	22
1.3.2 - Causas da deterioração das estruturas .....	27
1.3.3 - Processos físicos de deterioração das estruturas de concreto .....	56
1.3.4 - Diagnóstico .....	78

CAPÍTULO

2

<b>MATERIAIS UTILIZADOS NA RECUPERAÇÃO E NO REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO</b> .....	83
2.1 - Introdução .....	83
2.2 - Materiais constituintes dos concretos e argamassas .....	83
2.2.1 - Cimentos .....	83
2.2.2 - Agregados graúdos .....	90
2.2.3 - Agregados miúdos .....	91
2.2.4 - Água .....	92
2.2.5 - Aditivos .....	93
2.3 - Polímeros .....	94

2.4 - Materiais elaborados .....	95
2.4.1 - Definição .....	95
2.4.2 - Materiais cimentícios .....	95
2.4.3 - Materiais concreto de cimento e polímeros .....	98
2.4.4 - Concretos com sílica ativa .....	99
2.4.5 - Concretos com fibras .....	100
2.5 - Materiais pré-fabricados .....	101
2.5.1 - Generalidades .....	101
2.5.2 - Argamassas prontas .....	101
2.5.3 - Adesivos .....	103
2.5.4 - Materiais para injeção .....	103
2.5.5 - Grout .....	103
2.5.6 – Exemplos de materiais existentes no mercado brasileiro .....	104

**TÉCNICAS USUAIS EM SERVIÇOS DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....**

3.1 - Introdução .....	105
3.2 - Intervenções em superfícies de concreto .....	106
3.2.1 - Generalidades .....	106
3.2.2 - Polimento .....	107
3.2.3 - Lavagens .....	107
3.2.4 - Limpezas especiais .....	110
3.2.5 - Saturação .....	115
3.2.6 - Corte (remoção profunda de concreto degradado) .....	115
3.2.7 - Escolha do tipo de intervenção a adotar .....	118
3.3 - Demolição de concreto .....	119
3.4 - Tratamento de fissuras .....	121
3.4.1 - Identificação do tipo de fissura e seleção da técnica a adotar .....	121
3.4.2 - A técnica da injeção de fissuras .....	121
3.4.3 - A técnica da selagem de fissuras .....	125
3.4.4 - Costura das fissuras (grampeamento) .....	126

# SUMÁRIO

3.5 - Furação do concreto para ancoragem de barras de armadura .....	127
3.6 - Reparos em elementos estruturais .....	129
3.6.1 - Introdução .....	129
3.6.2 - Reparos com argamassa .....	130
3.6.3 - Reparos com concreto .....	136
3.6.4 - Reparos com grout .....	142
3.7 - Trabalhos de reforço .....	142
3.7.1 - Armaduras de complementação ou de reforço .....	142
3.7.2 - Adição de chapas e perfis metálicos .....	148
3.7.3 - Utilização de folhas flexíveis de carbono pré-impregnadas .....	152
3.7.4 - Protensão exterior .....	157
3.7.5 - Considerações gerais sobre o reforço de elementos estruturais .....	161

## CAPÍTULO

# 4

## ASPECTOS DE PROJETO .....

171

4.1 - Introdução .....	171
4.2 - Resistência residual de elementos danificados .....	172
4.2.1 - Elementos fletidos .....	172
4.2.2 - Elementos comprimidos .....	178
4.3 - Reforço com chapas de aço coladas .....	181
4.3.1 - Introdução .....	181
4.3.2 - O método de J. Bresson .....	182
4.3.3 - O método de Cánovas .....	184
4.3.4 - O método de Van Gemert .....	185
4.3.5 - O método de Ziraba e Hussain .....	192
4.3.6 - O método de Campagnolo .....	194
4.3.7 - O método de Silva e Souza .....	195
4.3.8 - Cálculo do comprimento de ancoragem .....	201
4.3.9 - Caso de flexão simples .....	203
4.3.10 - Reforço de vigas ao esforço cortante .....	207



4.4 - Reforço com perfis metálicos .....	208
4.4.1 - Introdução .....	208
4.4.2 - Reforço de pilares .....	209
4.4.3 - Reforço de vigas .....	212
4.5 - Reforço de elementos fletidos por protensão exterior .....	213
4.6 - Reforço por aumento da seção transversal existente .....	215
4.6.1 - Introdução .....	215
4.6.2 - Reforço de pilares .....	216
4.6.3 - Reforço de lajes e vigas .....	218
4.7 - Os coeficientes de segurança .....	222
4.7.1 - Introdução .....	222
4.7.2 - Os coeficientes $\gamma_f$ de majoração das ações .....	223
4.7.3 - Os coeficientes $\gamma_m$ de minoração das resistências dos materiais .....	224
4.7.4 - Os coeficientes $\gamma_n$ de comportamento do modelo de reforço/recuperação (redimensionamento estrutural) .....	225

**CAPÍTULO**  
**5**

<b>ASPECTOS DA MANUTENÇÃO DAS ESTRUTURAS .....</b>	<b>229</b>
5.1 - Estratégias para utilização e manutenção das estruturas de concreto .....	229
5.2 - O conceito de manutenção estrutural .....	230
5.3 - Cadastramento das estruturas .....	234
5.4 - Inspeção periódica .....	235
5.5 - Inspeções condicionadas .....	238
5.6 - Serviços de limpeza .....	239
5.7 - Serviços de reparo e de reforços .....	240
5.8 - A decisão de recuperar ou não .....	241
5.9 - Considerações finais .....	243
<b>ANEXO 1 - Ábaco para o dimensionamento de chapas coladas .....</b>	<b>245</b>

**BIBLIOGRAFIA**



## 1.1 O CONCEITO DE PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS

Desde os primórdios da civilização que o homem tem se preocupado com a construção de estruturas adaptadas às suas necessidades, sejam elas habitacionais (casas e edifícios), laborais (escritórios, indústrias, silos, galpões, etc.), ou de infra-estrutura (pontes, cais, barragens, metrô, aquedutos, etc.). Com isto, a humanidade acumulou um grande acervo científico ao longo dos séculos, o que permitiu o desenvolvimento da tecnologia da construção, abrangendo a concepção, o cálculo, a análise e o detalhamento das estruturas, a tecnologia de materiais e as respectivas técnicas construtivas.

O crescimento sempre acelerado da construção civil, em alguns países e épocas, provocou a necessidade de inovações que trouxeram, em si, a aceitação implícita de maiores riscos. Aceitos estes riscos, ainda que dentro de certos limites, posto que regulamentados das mais diversas formas, a progressão do desenvolvimento tecnológico aconteceu naturalmente, e, com ela, o aumento do conhecimento sobre estruturas e materiais, em particular através do estudo e análise dos erros acontecidos, que têm resultado em deterioração precoce ou em acidentes.

Apesar disto, e por ainda existirem sérias limitações ao livre desenvolvimento científico e tecnológico, além das ainda inevitáveis falhas involuntárias e casos de imperícia, tem sido constatado que algumas estruturas acabam por ter desempenho insatisfatório, se confrontadas com as finalidades a que se propunham.

Este complexo conjunto de fatores gera o que é chamado de deterioração estrutural. Objetivamente, as causas da deterioração podem ser as mais diversas, desde o envelhecimento “natural” da estrutura até os acidentes, e até mesmo a irresponsabilidade de alguns profissionais que optam pela utilização de materiais fora das especificações, na maioria das vezes por alegadas razões econômicas. A soma de tantos fatores pode levar a que se considere estar-se a viver uma época de grandes preocupações, pois embora se possa argumentar com a tese de que tais problemas tenham nascido com o próprio ato de construir, é certo que nas primeiras construções tais questões não se revestiam de caráter sistemático, ficando restritas a alguns poucos problemas ocasionais.

Sabe-se que um dos critérios diretos para a determinação da necessidade ou não de revisão de qualquer processo de produção é a quantidade de produtos que são rejeitados, ou aceitos sob condições, ou ainda com baixo desempenho. Tais considerações, aplicadas à Engenharia de Estruturas e associadas à análise de todos os fatos expostos, implicaram, dentro dos meios técnicos, necessidade de se promover a indispensável alteração de métodos, a começar pela sistematização dos conhecimentos nesta área, apontando, então, para o desenvolvimento de um novo campo, cujo objetivo é abordar, de maneira científica, o comportamento e os problemas das estruturas.



Designa-se genericamente por *PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS* esse novo campo da Engenharia das Construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, conseqüências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

No entanto, a Patologia das Estruturas não é apenas um novo campo no aspecto da identificação e conhecimento das anomalias, mas também no que se refere à concepção e ao projeto das estruturas, e, mais amplamente, à própria formação do engenheiro civil. O que ocorre é que todo o aprendizado da engenharia de estruturas tem sido feito, em nível de projeto e execução, pela abordagem das estruturas a serem construídas. Assim, a necessidade de reabilitar e manter estruturas existentes, ditada por razões tão diversas quanto as de fundo econômico, social, patrimonial ou histórico, está criando uma nova escola no que respeita à concepção e ao projeto estrutural, em que a avaliação do que já existe, em termos de capacidade de desempenho futuro (segurança, servibilidade e vida útil), tornou-se um dado fundamental.

A novidade destas questões e a velocidade com que perguntas ainda mais novas são freqüentemente colocadas, inclusive com dados tirados de estruturas ainda bastante jovens, assim como a conhecida e variadíssima gama de causas e conseqüências para os desempenhos insatisfatórios das construções, levam à necessidade do estabelecimento da mais adequada sistematização dos conhecimentos nesta área, para que, efetivamente, venha a ser alcançado o objetivo básico, qual seja, o de abordar, de maneira científica, a problemática do comportamento estrutural ao longo do tempo, isto é, desde a concepção até a manutenção da estrutura, com o necessário enfoque sobre as etapas de projeto e construção.

Esta sistematização proposta para o estudo da Patologia das Estruturas levará os problemas patológicos a serem classificados como simples, cujo diagnóstico e profilaxia são evidentes, e complexos, que exigem uma análise individualizada e pormenorizada.

Os problemas patológicos simples são os que admitem padronização, podendo ser resolvidos sem que o profissional responsável tenha obrigatoriamente conhecimentos altamente especializados. Já os problemas patológicos complexos não convivem com mecanismos de inspeção convencionais e esquemas rotineiros de manutenção, obrigando a uma análise pormenorizada e individualizada do problema, sendo então necessários profundos conhecimentos de Patologia das Estruturas.

Embora muita coisa ainda precise ser estudada, por se tratar de um campo muito vasto e interdisciplinar, os conhecimentos relacionados à Patologia das Estruturas têm avançado ao longo do tempo, com especial ênfase nos últimos 20 anos, não só como resultado das lições emanadas do dia-a-dia das construções, mas também pela justificação científica alcançada por pesquisas realizadas em diversas instituições e universidades nacionais e estrangeiras.

Assim sendo, os conceitos modernos implicam a consideração de que uma obra de Engenharia não estará apenas relacionada ao seu usuário direto, mas também à coletividade na qual se insere e, assim, às exigências desta coletividade (satisfação da clientela) com relação à obra, que devem ser plenamente atendidas, quer sejam de natureza programática, quer sejam exigências essenciais de construção.

No entanto, as necessidades do usuário quanto ao conforto, e, na grande maioria dos casos, quanto à durabilidade das estruturas, têm sido menos consideradas, porque não são tão facilmente mensuráveis os prejuízos conseqüentemente ocasionados, assim como por não existirem critérios normativos suficientemente elaborados e difundidos, e, finalmente, porque a pesquisa sobre estes aspectos ainda não é tão intensa.

Da mesma forma, os conceitos de qualidade da construção e de garantia desta qualidade são sérias questões a carecer de análise mais atualizada, assim como, e em especial, a segurança estrutural. Esta, em particular, por estar diretamente relacionada à pressão que a opinião pública exerce e aos riscos de enormes prejuízos humanos e materiais.

Assim, vamos aqui, inicialmente, analisar a conceituação de modelo, cujo estabelecimento é o primeiro passo que o engenheiro estrutural dá ao projetar uma estrutura, já que a concepção de uma estrutura e o seu comportamento diante de solicitações mecânicas (carregamentos estáticos e dinâmicos) ou decorrentes da natureza (temperatura, sismos, corrosão, desgaste, etc.), e, conseqüentemente, o estabelecimento dos critérios de segurança, começam pela modelização da estrutura.

Um modelo é definido pelo conjunto de hipóteses que idealizam os diversos aspectos relevantes para o equacionamento e a solução do problema em questão. A escolha dos modelos, no campo da engenharia civil, depende mais da sua utilidade do que da sua “exatidão”. Os valores a serem considerados na escolha de um modelo podem ser de três tipos: de coerência lógica (valorização sintática), de poder descritivo (valorização semântica) e de utilidade prática (valorização pragmática).

Do ponto de vista da coerência lógica, ou da valorização sintática, os modelos são encarados como teorias que relacionam um conjunto de proposições a um conjunto de hipóteses, sendo sintaticamente correto quando esse relacionamento obedece às regras da matemática ou da lógica.

O poder descritivo de um modelo, ou seja, sua valorização semântica, envolve as correspondências entre as variáveis do modelo e os aspectos da realidade que ele pretende descrever. Assim, necessariamente, o desenvolvimento desta valorização deve ser feito pela experimentação.

Por fim, a valorização pragmática de um modelo relaciona-se à sua utilidade prática no apoio à tomada de decisões. Desta forma, a modelização, em última instância, é que deverá definir a estrutura e os materiais a utilizar, e fatores das mais diversas ordens (recursos computacionais, custos da análise e da construção, tempo de análise e de construção, fronteiras do conhecimento tecnológico, etc.) influem decisivamente na elaboração do modelo e, conseqüentemente, na segurança da estrutura que este irá representar. Um modelo mal elaborado levará sempre ao desperdício, por um lado, ou à falta de segurança, por outro.

Paralelamente à evolução da modelização estrutural, mas também contribuindo para esta, e em função da maior disponibilidade de meios computacionais e das técnicas de análise, os problemas relativos ao desempenho insatisfatório das estruturas, e à Patologia das Estruturas, como um todo, começam também a ser mais bem entendidos, por passarem a se situar dentro do contexto global da construção, não mais sendo deixados apenas para análises particulares, como se fossem defeitos eventuais, fazendo com que a Engenharia Estrutural trabalhe também na criação de uma metodologia capaz de avaliar melhor estas questões.

A Patologia das Estruturas está, desta forma, iniciando seu caminho pelo cadastramento da situação existente e pelo estudo detalhado de alguns casos de sintomas patológicos. Para o seu maior desenvolvimento, é imperativa a homogeneização de conceitos e métodos, de forma que os conhecimentos sobre esta área tão vasta e ainda pouco explorada possam ser aprimorados.

## 1.2 A ATUALIZAÇÃO DE CONCEITOS NA ENGENHARIA CIVIL

### 1.2.1 CRITÉRIOS REVOLUCIONÁRIOS

A grande maioria das Normas e dos regulamentos que tratam do projeto e da execução de estruturas de concreto ainda hoje vigentes, nas mais diferentes regiões do mundo, foi concebida com a preocupação dominante de garantir a obtenção da mais adequada resistência mecânica para as diversas peças estruturais.

Assim, e em resumo, tais documentos parecem ter optado pela limitação dos riscos tecnológicos apenas ao projeto e à execução das estruturas, o que, em termos práticos, além de reduzir a importância de uma obra a estas duas primeiras etapas, implicou uma orientação restritiva dos estudos e da aprendizagem, que incidiram, basicamente, sobre a relação esforços solicitantes – capacidade resistente, a par de analisar as condições mínimas de servicibilidade, em especial no que respeita a fissuração, deformações e curvaturas, questões estas que, em verdade, vieram a ser mais particularmente pesquisadas e introduzidas nos regulamentos, após a massiva divulgação das normativas do C.E.B.

Com o envelhecimento das estruturas e a constatação de diferentes comportamentos de peças idênticas, desde que sujeitas a ambientes diversos, veio a conseqüente possibilidade de colecionar dados concretos quanto à performance das mesmas, ao longo de vários anos, e, além disto, com os muitos casos de insucesso acontecidos, ou, na mesma ótica, de sucesso condicionado pela necessidade de reabilitação ou reforço em um prazo surpreendentemente curto, ou a custo elevado, a Engenharia de Estruturas viu-se, em particular na virada da década de 60 para 70, confrontada com a necessidade técnica, econômica e social de pesquisar outros critérios, que não apenas o da capacidade resistente, para garantir o sucesso das construções.

A verdade é que, ainda hoje, quase 30 anos passados sobre o despertar para estas questões, pode-se dizer que, lamentavelmente, não será comum ver-se o trinômio proprietário-projetista-construtor ciente de que deverá responder, a priori, à questão básica sobre qualquer construção: “qual o tempo durante o qual se deseja que a estrutura venha a ter desempenho satisfatório, quanto às funções para as quais foi concebida, com custos de manutenção compensadores?” Ou seja, definida a necessidade de se construir uma determinada obra de Engenharia Civil, há que, além de se oferecer as garantias de uma construção sólida, resistente e de qualidade, a custos justos, estabelecer o tempo, e o correspondente custo, de garantia da continuidade de desempenho satisfatório da mesma, o que implica a adoção de um sistema de manutenção adequado. Isto é a definição prévia, em nível de etapa de concepção, da vida útil da construção.

Desta forma, os materiais a adotar e os métodos construtivos e de concepção estrutural a seguir devem considerar o desempenho esperado para a obra que será executada em um espaço de tempo previamente definido, tendo sempre em vista a agressividade ambiental a que a construção estará submetida.

Pretende-se, portanto, modernamente, estabelecer modelos para as várias obras a serem executadas. Nesta modelização, os envolvidos devem estar cientes de que os materiais não são perenes, mas envelhecem, precisam de manutenção e tratamento e podem ser reabilitados. Em particular estas considerações serão de extrema valia para o material de construção concreto, um complexo conjunto pseudo-sólido, energeticamente desbalanceado, que, aliás, começa hoje a ser considerado não como material, mas como classe de materiais de diversas composições, resistências, compacidades, durabilidades, etc.



Para além disto, os responsáveis precisarão considerar que todo modelo deverá prever os custos com todas as etapas envolvidas no processo da construção, que, se fisicamente podem ser restritas a três (concepção, execução e manutenção), em nível de conceitos devem incorporar atividades como desempenho, durabilidade, conformidade e reabilitação.

Não será difícil perceber que estes critérios vieram criar uma verdadeira revolução na arte de construir, posto que implicam colocar, em um mesmo plano de importância, atividades tão diversas como cálculo, detalhamento, estabelecimento dos métodos construtivos, seleção e controle de qualidade dos materiais, ensaios de conformidade e rotinas de manutenção, realçando a Figura do gestor do empreendimento, que deve necessariamente compatibilizar estes conjuntos técnicos com a produção necessária para um espaço de tempo e um custo previamente estabelecidos. Desta forma, uma atividade antes relegada a segundo plano, e mesmo desconsiderada por calculistas e engenheiros de obra, como a do detalhamento, tem hoje a mesma importância que um novo “software” para análise estrutural, por exemplo. A razão é simples: ambas as atividades, isoladamente ou em conjunto, podem vir a ser determinantes para o fracasso da construção, entendendo-se como tal uma queda no desempenho da mesma para abaixo dos níveis mínimos de satisfação, ou a redução da sua vida útil estrutural, ou ainda a necessidade de recurso a um gasto extra para garantir o desempenho da obra dentro de níveis satisfatórios.

Como se vê, a própria frequência na utilização, neste texto, de termos tais como desempenho, durabilidade, ambiente, conformidade, vida útil e manutenção, em complemento aos costumeiros resistência e fissuração, indica existir hoje a percepção de que as estruturas e o material concreto estão entrando na terceira idade e exigindo tratamento diferenciado relativamente àquele que até agora vinha sendo dispensado a eles.

### 1.2.2 O CONCEITO DE DESEMPENHO

Os tempos modernos ditaram a certeza de que o concreto, como material de construção, é instável ao longo do tempo, alterando suas propriedades físicas e químicas em função das características de seus componentes e das respostas destes às condicionantes do meio ambiente. Às conseqüências destes processos de alteração que venham a comprometer o desempenho de uma estrutura, ou material, costuma-se chamar deterioração. Os elementos agressores, em si, são designados agentes de deterioração.

Cada material ou componente reage de uma forma particular aos agentes de deterioração a que é submetido, sendo a forma de deterioração e a sua velocidade função da natureza do material ou componente e das condições de exposição aos agentes de deterioração. A análise da deterioração possibilita o julgamento de um produto (estrutura ou material), podendo-se admitir que seja considerado satisfatório quando ficar caracterizada uma relação positiva entre seu custo inicial, sua curva característica de deterioração, sua vida útil e seu custo de reposição ou recuperação.

Por vida útil de um material entende-se o período durante o qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados. O conhecimento da vida útil e da curva de deterioração de cada material ou estrutura são fatores de fundamental importância para a confecção de orçamentos reais para a obra, assim como de programas de manutenção adequados e realistas.

Já por desempenho entende-se o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção.



O estudo da vida útil das estruturas está ligado ao que é tecnicamente ponderável, e a sua evolução deve necessariamente passar por maior conhecimento de durabilidade dos materiais, dos componentes e dos vários sistemas estruturais, assim como pelo aperfeiçoamento dos processos construtivos, dos programas e das técnicas de manutenção.

### 1.2.3 VIDA ÚTIL E DURABILIDADE

A associação destes dois conceitos é inevitável. Conhecidas, ou estimadas, as características de deterioração do material concreto e dos sistemas estruturais, entende-se como durabilidade o parâmetro que relaciona a aplicação destas características a uma determinada construção, individualizando-a pela avaliação da resposta que dará aos efeitos da agressividade ambiental, e definindo, então, a vida útil da mesma.

Deve-se entender que a concepção de uma construção durável implica a adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam à estrutura e aos materiais que a compõem um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da construção.

Em termos de durabilidade das estruturas de concreto, e para além das questões ligadas à resistência mecânica propriamente dita, a palavra-chave relacionada ao material concreto, como pseudo sólido que é, é água.

Assim, serão a quantidade de água no concreto e a sua relação com a quantidade de ligante o elemento básico que irá reger características como densidade, compactidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração, além de sua resistência mecânica, que, em resumo, são os indicadores de qualidade do material, passo primeiro para a classificação de uma estrutura como durável ou não.

O outro lado da equação é justamente o que aborda a agressividade ambiental, ou seja, a capacidade de transporte dos líquidos e gases contidos no meio ambiente para o interior do concreto.

Assim, a modelização do mecanismo de estudo da durabilidade passa pela avaliação e compatibilização entre a agressão ambiental, por um lado, e a “qualidade” do concreto e da estrutura, por outro, sendo este cenário definido à luz do tempo e do custo da estrutura.

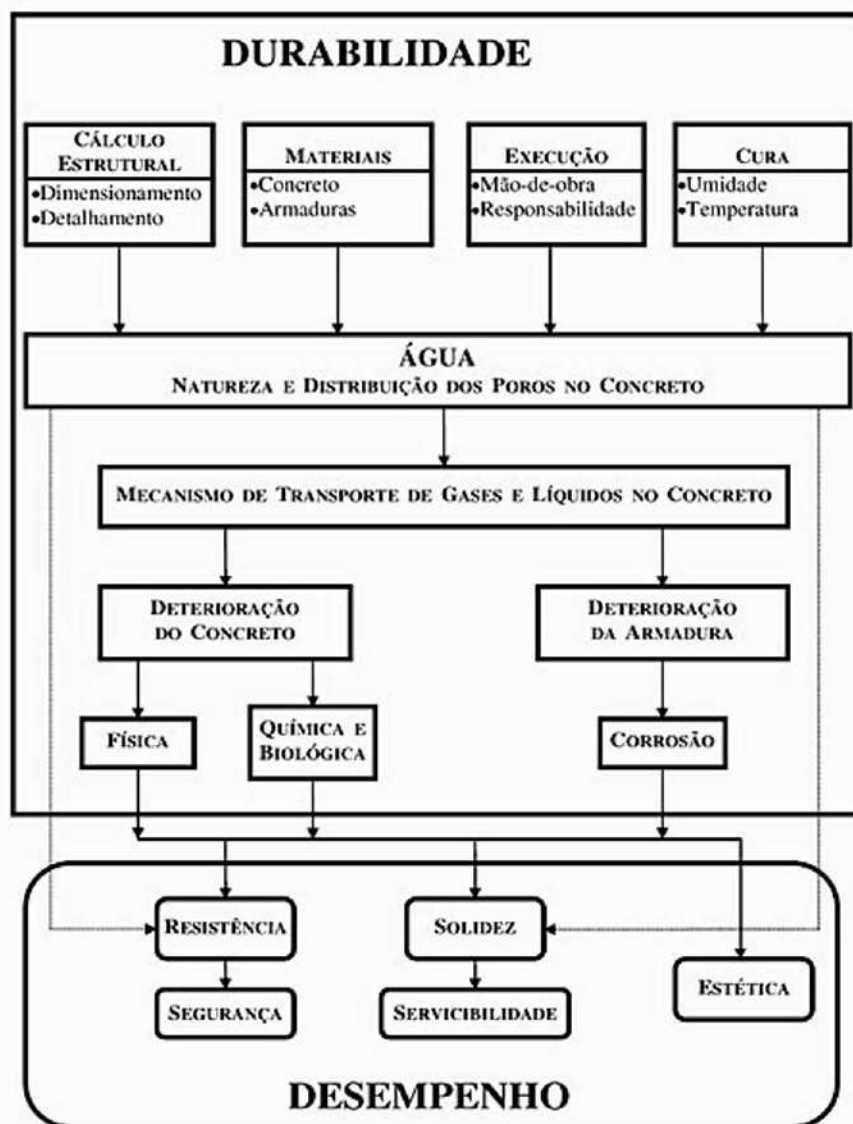
As normas e regulamentos que hoje estão em fase de produção, e que se prevê venham a vigorar ainda neste século, optaram por estabelecer os critérios que permitem aos responsáveis individualizar, convenientemente, modelos duráveis para as suas construções, a partir da definição de classes de exposição das estruturas e de seus componentes em função da deterioração a que estarão submetidas, a partir de:

- corrosão das armaduras, sob efeito da carbonatação e/ou dos cloretos, por tipo de ambiente;
- ação do frio e/ou do calor, também por tipo de ambiente;
- agressividade química.

Para cada caso ou combinação de casos, as classes de exposição indicarão níveis de risco ou parâmetros mínimos a serem observados como condição primeira para que se consiga uma construção durável. Assim, estarão definidos:

- dosagem mínima de cimento;
- fator água/cimento máximo;
- classe de resistência mínima do concreto;
- cobrimento mínimo das barras das armaduras;
- método de cura.





**Figura 1.2** - Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho  
C.E.B. - Boletim nº 183 - (1989)

Pretende-se então que, a partir destes limites, ou com a mínima observância a eles, o desempenho das estruturas, de uma maneira geral, e atendidas as questões dimensionais, seja no seu todo satisfatório.

Dentre o conjunto mais recente de recomendações para as normalizações regionais a serem estabelecidas sobre o assunto destaca-se o Guia para Projeto de Estruturas de Concreto Duráveis, editado pelo C.E.B, em 1989 (Boletim nº 183), que estabelece, já em seu texto introdutório, um quadro definidor do conjunto de inter-relações entre os diversos fatores que influem na durabilidade e no resultante desempenho de uma estrutura. O quadro apresentado na Figura 1.2 resume os vários parâmetros relacionados com os critérios para a obtenção de uma construção durável.

Da observação deste quadro infere-se facilmente que a combinação dos agentes ambientais (temperatura, umidade, chuva, vento, salinidade e agressividade química ou biológica) transportados para a massa de concreto, assim como a resposta dessa massa a tal ação, constituem os principais elementos do processo de caracterização da durabilidade, sendo a água (ou a umidade) o elemento principal de toda a questão, considerados adequados os mecanismos de resistência. A essência destes conceitos estará, pois, na ex-

ção de uma obra que apresente desempenho satisfatório, por um período suficientemente longo e com custos de manutenção razoáveis.

No entanto, e na eventualidade de que algum infortúnio possa ter ocorrido, e de que o desempenho da estrutura venha a se tornar insatisfatório, os responsáveis deverão estar habilitados a tomar a melhor decisão sobre como então proceder, adotando a opção mais conveniente, que respeite pontos de vista técnicos, econômicos e socioambientais, consoante, por exemplo, a observação e interpretação do disposto no quadro mostrado na Figura 1.3.

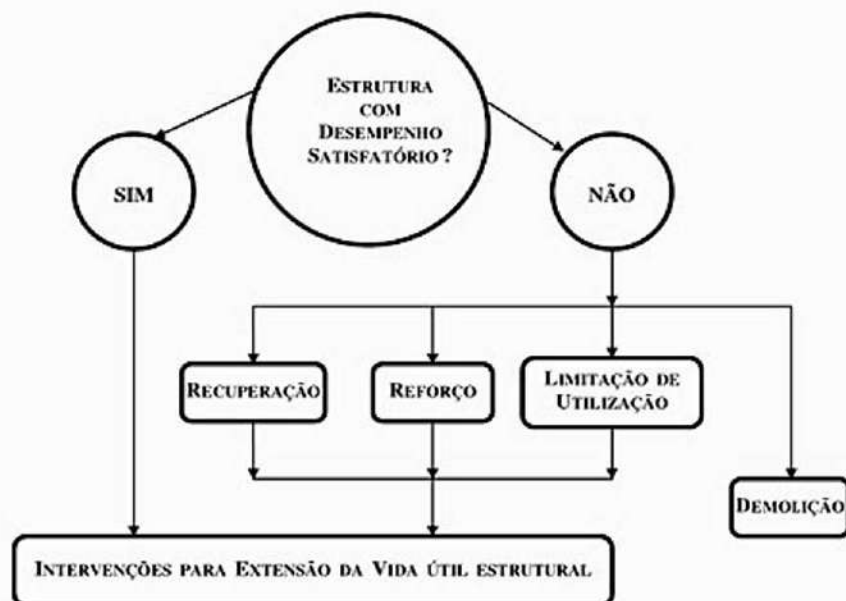


Figura 1.3 - Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório

#### 1.2.4 O CONCEITO DE MANUTENÇÃO

Entende-se por manutenção de uma estrutura o conjunto de atividades necessárias à garantia do seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou seja, o conjunto de rotinas que tenham por finalidade o prolongamento da vida útil da obra, a um custo compensador.

Um bom programa de manutenção implica definição de metodologias adequadas de operação, controle e execução da obra, e na análise custo-benefício desta manutenção.

Deve-se notar que, dentre a caracterizada revolução modernista da construção civil, uma novidade, em termos de responsabilidades, é a presença do usuário como elemento participante da última etapa – a de utilização –, contribuindo assim para a garantia de desempenho, ou para a durabilidade da construção. O esquema mostrado na Figura 1.4 é também extraído do C.E.B e mostra o chamado círculo de qualidade para a construção civil.

Em termos de manutenção fica clara a co-responsabilização, pois proprietário, investidor e usuário deverão sempre estar dispostos a suportar o custo com o sistema de manutenção concebido pelos projetistas, que deverá ter sido respeitado e viabilizado pelo construtor. A base deste sistema, aliás, será o conjunto de inspeções rotineiras, em que o usuário será figura preponderante. Os parâmetros definidores dos sistemas de manutenção estão discutidos detalhadamente no Capítulo 5.



**Figura 1.4** - Círculo da qualidade para a Construção Civil  
C.E.B. - Boletim nº 183 - (1989)

## 1.3 SINTOMATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

### 1.3.1 GÊNESE DA PATOLOGIA DE ESTRUTURAS

#### 1.3.1.1 Considerações gerais

Das estruturas em geral, e em particular das estruturas de concreto, espera-se uma completa adequação às finalidades a que se destinam, sempre levando em consideração o binômio segurança-economia.

Portanto, as estruturas devem ser assumidas como produtos extremamente complexos, que apresentam uma enorme variedade de características, das quais dependerá a sua maior ou menor adequação aos propósitos estabelecidos pelo projeto.

Quando se pretende que um produto atinja o nível de qualidade desejado, deve-se garantir que tenha conformidade com os requisitos de satisfação do cliente a um preço aceitável. Esta garantia é conseguida através de um conjunto de ações programadas e sistemáticas, necessárias para proporcionar a confiança apropriada de que o produto venha a atender às expectativas.

Salvo os casos correspondentes à ocorrência de catástrofes naturais, em que a violência das solicitações, aliada ao caráter marcadamente imprevisível das mesmas, será o fator preponderante, os problemas patológicos têm suas origens motivadas por falhas que ocorrem durante a realização de uma ou mais das atividades inerentes ao processo genérico a que se denomina de construção civil, processo este que pode ser dividido, como já dito, em três etapas básicas: concepção, execução e utilização.

Em nível de qualidade, exige-se, para a etapa de concepção, a garantia de plena satisfação do cliente, de facilidade de execução e de possibilidade de adequada manutenção; para a etapa de execução, será de



garantir o fiel atendimento ao projeto, e para a etapa de utilização, é necessário conferir a garantia de satisfação do utilizador e a possibilidade de extensão da vida útil da obra.

O surgimento de problema patológico em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades.

Um aspecto curioso nesta questão tem sido a tentação de se procurar definir qual a atividade que tem sido responsável, ao longo dos tempos, pela maior quantidade de erros. Pode ser considerada extensa a lista de pesquisadores que têm procurado relacionar, percentualmente, as várias causas para a ocorrência de problemas patológicos. As conclusões, como se verá no Quadro 1.1, nem sempre são concordantes, o que se justifica primeiramente porque os estudos foram realizados em diferentes continentes, e, em segunda instância, porque em alguns casos as causas são tantas que pode ter sido difícil definir a preponderante.

FONTE DE PESQUISA	CAUSAS DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO			
	Concepção e Projeto	Materiais	Execução	Utilização e Outras
Edward Grunau Paulo Helene (1992)	44	18	28	10
D. E. Allen (Canadá) (1979)	55	⇐ 49 ⇒		
C.S.T.C. (Bélgica) Verçoza (1991)	46	15	22	17
C.E.B. Boletim 157 (1982)	50	⇐ 40 ⇒		10
Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteadó Verçoza (1991)	18	6	52	24
B.R.E.A.S. (Reino Unido) (1972)	58	12	35	11
Bureau Securitas (1972)	⇐ 88 ⇒			12
E.N.R. (U.S.A.) (1968 - 1978)	9	6	75	10
S.I.A. (Suíça) (1979)	46		44	10
Dov Kaminetzky (1991)	51	⇐ 40 ⇒		16
Jean Blénot (França) (1974)	35		65	
L.E.M.I.T. (Venezuela) (1965-1975)	19	5	57	19

Quadro 1.1 - Análise percentual das causas de problemas patológicos em estruturas de concreto

Ainda referentemente ao Quadro 1.1, cabe comentar que:

- nem todos os autores seguem a classificação-padrão relativamente às origens dos vários problemas patológicos, pelo que, em alguns casos, existem lacunas;
- alguns autores consideram determinado problema como resultante de mais de uma causa, pelo que a soma percentual das parcelas, em alguns casos, é superior a 100.

#### 1.3.1.2 Patologias geradas na etapa de concepção da estrutura (projeto)

Várias são as falhas possíveis de ocorrer durante a etapa de concepção da estrutura. Elas podem se originar durante o estudo preliminar (lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto de execução, também chamado de projeto final de engenharia.

De maneira geral, as dificuldades técnicas e o custo para solucionar um problema patológico originado de uma falha de projeto são diretamente proporcionais à “antigüidade da falha”, ou seja, quanto mais cedo, nesta etapa da construção civil, a falha tenha ocorrido. Uma falha no estudo preliminar, por exemplo, gera um problema cuja solução é muito mais complexa e onerosa do que a de uma falha que venha a ocorrer na fase de anteprojeto.

Por outro lado, constata-se que as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojeto equivocados, são responsáveis, principalmente, pelo encarecimento do processo de construção, ou por transtornos relacionados à utilização da obra, enquanto as falhas geradas durante a realização do projeto final de engenharia geralmente são as responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios e podem ser tão diversas como:

- elementos de projeto inadequados (má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, escolha infeliz do modelo analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo, etc.);
- falta de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, bem como com os demais projetos civis;
- especificação inadequada de materiais;
- detalhamento insuficiente ou errado;
- detalhes construtivos inexeqüíveis;
- falta de padronização das representações (convenções);
- erros de dimensionamento;

Os vários aspectos das deficiências já relacionadas serão estudados em maiores detalhes nas seções 1.3.3 e 1.3.4.

#### 1.3.1.3 Patologias geradas na etapa de execução da estrutura (construção)

A seqüência lógica do processo de construção civil indica que a etapa de execução deva ser iniciada apenas após o término da etapa de concepção, com a conclusão de todos os estudos e projetos que lhe são inerentes. Suponha-se, portanto, que isto tenha ocorrido com sucesso, podendo então ser convenientemente iniciada a etapa de execução, cuja primeira atividade será o planejamento da obra.

Nesta atividade, devem ser tomados todos os cuidados necessários ao bom andamento da construção, com a indispensável caracterização da obra, individualizada pela programação de atividades, alocação de mão-de-obra, definição do “lay-out” do canteiro e previsão de compras dos materiais.

Neste ponto, fazem-se necessárias duas observações. A primeira diz respeito à seqüência natural do processo genérico, ou seja, o critério de que só seja iniciada a etapa de execução após estar concluída a de concepção. Isto, embora seja o lógico e o ideal, raramente ocorre, mesmo em obras de maior vulto, sendo prática comum, por exemplo, serem feitas adaptações – ou mesmo modificações de grande monta – no projeto já durante a obra, sob a desculpa, normalmente não válida, de serem necessárias certas simplificações construtivas, que, na maioria dos casos, acabam por contribuir para a ocorrência de erros.

A segunda observação diz respeito ao processo industrial denominado de construção civil, completamente atípico quando se olha a atividade industrial como um todo, pois que nesta os componentes passam pela linha de montagem e saem como produtos terminados, enquanto na construção civil os componentes são empregados, em determinadas atividades, em locais de onde não mais sairão – exceção feita às estruturas pré-fabricadas, que seguem, grosso modo, o roteiro normal da produção industrial, a menos da etapa de montagem final.

Assim, uma vez iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão diversas como falta de condições locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão-de-obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem.

Quando se trata de uma obra de edificação habitacional, alguns erros são grosseiros e saltam à vista. Casos como falta de prumo, de esquadro e de alinhamento de elementos estruturais e alvenarias, desnivelamento de pisos, falta de caimento correto em pisos molhados, ou execução de argamassas de assentamento de pisos cerâmicos demasiado espessas, e flechas excessivas em lajes, são exemplos de erros facilmente constatáveis. Outros erros, no entanto, são de difícil verificação e só poderão ser adequadamente observados após algum tempo de uso, como é o caso de deficiências nas instalações elétricas e hidráulicas, por exemplo.

A principal contribuição da industrialização de produtos é a redução de riscos e incertezas, que implica, diretamente, redução de custos e prazos. Para que isto seja conseguido na construção civil, é imperativo que toda obra seja dotada de um atualizado e adequado sistema de controle de qualidade, assim como de controle de produtividade da mão-de-obra, sendo também de fundamental importância a implementação de um programa de incentivos, como forma de evitar o desânimo e a sabotagem.

No caso das estruturas, vários problemas patológicos podem surgir em virtude do que já foi comentado. Uma fiscalização deficiente e um fraco comando de equipes, normalmente relacionados a uma baixa capacitação profissional do engenheiro e do mestre de obras, podem, com facilidade, levar a graves erros em determinadas atividades, como a implantação da obra, escoramento, fôrmas, posicionamento e quantidade de armaduras e a qualidade do concreto, desde o seu fabrico até a cura.

A ocorrência de problemas patológicos cuja origem está na etapa de execução é devida, basicamente, ao processo de produção, que é em muito prejudicado por refletir, de imediato, os problemas socioeconômicos, que provocam baixa qualidade técnica dos trabalhadores menos qualificados, como os serventes e os meio-oficiais, e mesmo do pessoal com alguma qualificação profissional.



A questão da deficiência na formação e, conseqüentemente, na qualidade técnica dos envolvidos no processo de construção civil, é considerada pelo C.E.B. no já referido Boletim 183, item 10.2, como o fator principal para a não obtenção de estruturas duráveis ou de bom desempenho.

É ponto assente que a motivação dos trabalhadores está diretamente relacionada ao fornecimento da maior quantidade possível de informações técnicas sobre os materiais a utilizar e as estruturas a construir, e que quanto mais alargada for a gama de trabalhadores a receber tais informações, maior será a chance de se venha a atingir um produto final de elevada qualidade.

Um outro fator importante a considerar na análise do surgimento de problemas patológicos nas estruturas está relacionado à indústria de materiais e componentes. Estas indústrias são bastante independentes, relativamente à indústria da construção civil, embora seus produtos devam ser desenvolvidos para suprir as necessidades da construção, e existe uma grande dificuldade de interação destes dois setores do parque industrial.

Assim, os sistemas construtivos, e a própria qualidade do produto final, seja ele uma casa, um edifício, uma ponte ou uma barragem, ficam bastante dependentes do grau de evolução técnica alcançado pela indústria de materiais e componentes, sobre a qual a indústria da construção civil tem muito pouca ou nenhuma ingerência.

Aliados ao problema da evolução técnica, o problema econômico e a irresponsabilidade dos que comandam o processo surgem como fatores produtores de materiais de baixa qualidade. Este último aspecto, a irresponsabilidade, que em alguns casos será mesmo criminosa, é facilitado pela ausência de normatização de uma série de materiais e, mesmo nos casos em que esta existe, pela marcante ausência de fiscalização por parte dos órgãos responsáveis.

Poucos são os fabricantes de materiais e componentes que investem, ou que têm condições econômicas de investir, em pesquisas para compatibilizar a concepção do produto às exigências técnicas e funcionais dos usuários. Com isto, é comum serem comercializados componentes e materiais deficientes, ou com controle de qualidade de produção falho, ou até inexistente, gerando problemas de desempenho da estrutura e da própria edificação como um todo.

A superação das deficiências das indústrias de componentes e materiais e a sua interação com a indústria da construção civil só poderão ser feitas com o adequado estabelecimento de normatização e fiscalização efetivas, e com a concessão, controlada, de benefícios fiscais que incentivem as pesquisas.

A elaboração de Normas Técnicas eficientes deve ser acompanhada por um controle eficaz de sua aplicação, de forma a evitar fraudes ou erros de produção. Esta fiscalização deverá ser sempre feita em dois níveis: na indústria produtora e na indústria aplicadora dos materiais, pois a recusa de aplicação e a conseqüente devolução de materiais e componentes deficientes, com aplicação de multas por atrasos no cronograma da obra, seria uma arma poderosa para que fossem atingidos níveis satisfatórios de qualidade.

Para as estruturas, os materiais e componentes, em sua grande maioria, têm sua qualidade e forma de aplicação normatizadas. Entretanto, o sistema de controle, em nível de construtor, tem-se mostrado bastante falho, e a metodologia para fiscalização e aceitação dos materiais não é, em regra geral, aplicada, sendo este mais um fator que demonstra a fragilidade e a má organização da indústria da

construção, assim como evidencia a posição subalterna que esta ocupa em relação à indústria de materiais e componentes.

Com tudo isto, são bastante comuns os problemas patológicos que têm sua origem na qualidade inadequada dos materiais e componentes. A menor durabilidade, os erros dimensionais, a presença de agentes agressivos incorporados e a baixa resistência mecânica são apenas alguns dos muitos problemas que podem ser implantados nas estruturas como consequência desta baixa qualidade.

#### **1.3.1.4 Patologias geradas na etapa de utilização da estrutura (manutenção)**

Acabadas as etapas de concepção e de execução, e mesmo quando tais etapas tenham sido de qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de um programa de manutenção adequado.

Desta forma, e de maneira paradoxal, o usuário, maior interessado em que a estrutura tenha um bom desempenho, poderá vir a ser, por ignorância ou por desleixo, o agente gerador de deterioração estrutural.

De certa forma, uma estrutura poderá ser vista como equipamento mecânico que, para ter sempre bom desempenho, deve ter manutenção eficiente, principalmente em partes onde o desgaste e a deterioração serão potencialmente maiores.

Os problemas patológicos ocasionados por uso inadequado podem ser evitados informando-se ao usuário sobre as possibilidades e as limitações da obra, como, por exemplo:

- i) edifícios em alvenaria estrutural – o usuário (morador) deve ser informado sobre quais são as paredes portantes, de forma que não venha a fazer obras de demolição ou de abertura de vãos – portas ou janelas – nestas paredes, sem a prévia consulta e a assistência executiva de especialistas, incluindo, preferencialmente, o projetista da estrutura;
- ii) pontes – a capacidade de carga da ponte deve ser sempre informada, em local visível e de forma insistente.

Os problemas patológicos ocasionados por manutenção inadequada, ou mesmo pela ausência total de manutenção, têm sua origem no desconhecimento técnico, na incompetência, no desleixo e em problemas econômicos. A falta de alocação de verbas para a manutenção pode vir a tornar-se fator responsável pelo surgimento de problemas estruturais de maior monta, implicando gastos significativos e, no limite, a própria demolição da estrutura.

Exemplos típicos, casos em que a manutenção periódica pode evitar problemas patológicos sérios e, em alguns casos, a própria ruína da obra, são a limpeza e a impermeabilização das lajes de cobertura, marquises, piscinas elevadas e “playgrounds”, que, se não forem executadas, possibilitarão a infiltração prolongada de águas de chuva e o entupimento de drenos, fatores que, além de implicarem a deterioração da estrutura, podem levá-la à ruína por excesso de carga (acumulação de água).

#### **1.3.2 CAUSAS DA DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS**

Ao se analisar uma estrutura de concreto “doente” é absolutamente necessário entender-se o porquê do surgimento e do desenvolvimento da doença, buscando esclarecer as causas, antes da prescrição e consequente aplicação do remédio necessário. O conhecimento das origens da deterioração é indispensável, não apenas para que se possa proceder aos reparos exigidos, mas também para se garantir que, após reparada, a estrutura não volte a se deteriorar.

O estudo das causas responsáveis pela implantação dos diversos processos de deterioração das estruturas de concreto é complexo, sendo matéria em constante evolução. Mesmo o agrupamento destas causas por similaridade, por exemplo, poderá ser extremamente discutível. De qualquer forma, mais recentemente surgiram duas classificações que, por interagirem entre si (ver Quadro 1.2), são aqui apresentadas segundo uma única abordagem.

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Causas intrínsecas (inerentes às estruturas)</li>   <li>• Causas extrínsecas (externas ao corpo estrutural)</li> </ul>	<p><b>CAUSAS DOS PRO- CESSOS DE DETE- RIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Falhas humanas</li>   <li>• Causas naturais próprias ao material concreto</li>   <li>• Ações externas</li> </ul>
---	---	---

**Quadro 1.2** - Classificações das causas dos processos de deterioração das estruturas de concreto

### 1.3.2.1 Causas intrínsecas

Classificam-se como causas intrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto as que são inerentes às próprias estruturas (entendidas estas como elementos físicos), ou seja, todas as que têm sua origem nos materiais e peças estruturais durante as fases de execução e/ou de utilização das obras, por falhas humanas, por questões próprias ao material concreto e por ações externas, acidentes inclusive. Será interessante, no decorrer deste assunto, observar o Quadro 1.3.

#### a) Falhas humanas durante a construção da estrutura

Os defeitos construtivos são falhas bastante frequentes, tendo origem, na grande maioria dos casos, na deficiência de qualificação profissional da equipe técnica, o que pode levar a estrutura a manifestar problemas patológicos significativos.

##### a.1) Deficiências de concretagem

Ao método de concretagem estão relacionadas, entre outras, as falhas no transporte, no lançamento e no adensamento do concreto, que podem provocar, por exemplo, a segregação entre o agregado graúdo e a argamassa, além da formação de ninhos de concretagem e de cavidades no concreto.

Em termos de transporte do concreto, desde que a massa sai da betoneira até a sua aplicação final, os principais cuidados devem centrar-se na rapidez do processo, que deve ser tal que o concreto não seque nem perca a trabalhabilidade. Além disso, o tempo de transporte não deverá provocar grandes intervalos entre uma camada de concreto e a anterior, o que provocaria, de imediato, a criação de juntas de concretagem não previstas, conduzindo à formação de superfícies sujeitas a concentração de tensões e perda de aderência. Os meios de transporte não devem provocar a segregação, não permitindo perda de argamassa ou de pasta de cimento, nem promovendo a separação entre os componentes do concreto.



# CAUSAS INTRÍNSECAS

<b>FALHAS HUMANA DURANTE A CONSTRUÇÃO</b>	<b>DEFICIÊNCIAS DE CONCRETAGEM</b>	transporte lançamento juntas de concretagem adensamento cura
	<b>INADEQUAÇÃO DE ESCORAMENTOS E FÔRMAS</b>	
	<b>DEFICIÊNCIAS NAS ARMADURAS</b>	má interpretação dos projetos insuficiência de armaduras mau posicionamento das armaduras cobrimento de concreto insuficiente dobramento inadequado das barras deficiências nas ancoragens deficiências nas emendas má utilização de anticorrosivos
	<b>UTILIZAÇÃO INCORRETA DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO</b>	$f_{ck}$ inferior ao especificado aço diferente do especificado solo com características diferentes utilização de agregados reativos utilização inadequada de aditivos dosagem inadequada do concreto
	<b>INEXISTÊNCIA DE CONTROLE DE QUALIDADE</b>	
<b>CAUSAS NATURAIS</b>	<b>FALHAS HUMANAS DURANTE A UTILIZAÇÃO (ausência de manutenção)</b>	
	<b>CAUSAS PRÓPRIAS À ESTRUTURA POROSA DO CONCRETO</b>	
	<b>CAUSAS QUÍMICAS</b>	reações internas ao concreto expansibilidade de certos constituintes do cimento presença de cloretos presença de ácidos e sais presença de anidrido carbônico presença da água elevação da temperatura interna do concreto
	<b>CAUSAS FÍSICAS</b>	variação de temperatura insolação vento água
	<b>CAUSAS BIOLÓGICAS</b>	

Quadro 1.3 - Causas intrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto

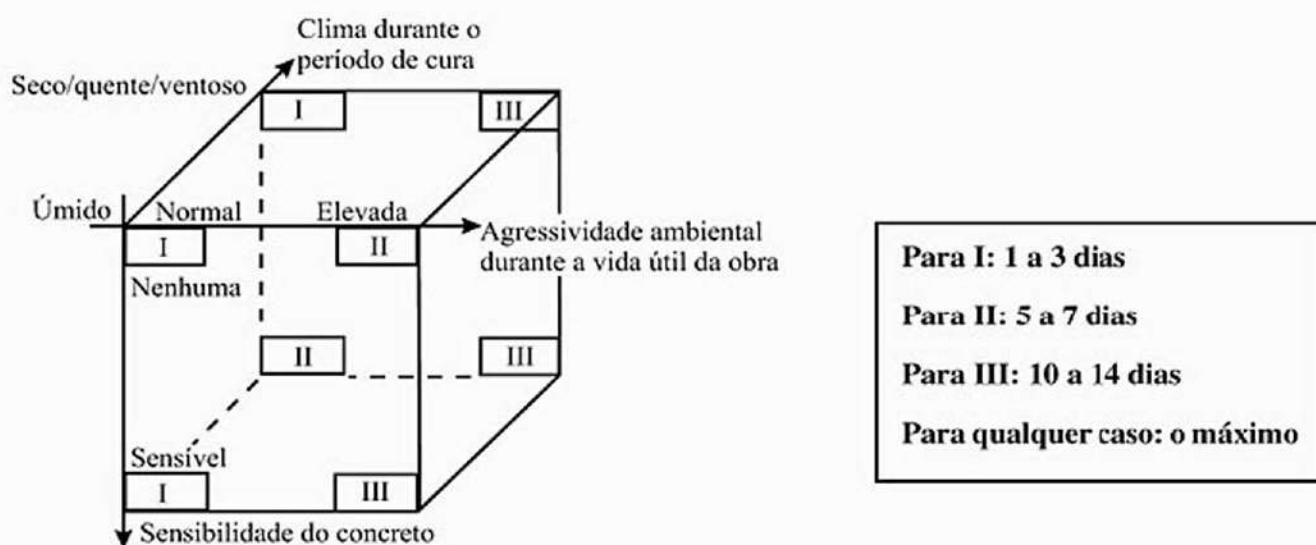
Diversas questões estão associadas ao lançamento (colocação) do concreto nas fôrmas. O lançamento malfeito pode ocasionar o deslocamento das armaduras, bem como de chumbadores que possam estar embutidos nas peças estruturais. Se uma nova quantidade de massa é lançada sobre uma superfície que já completou o processo de endurecimento, pode acontecer a segregação dos seus diversos componentes (efeito de ricochete). O lançamento em plano inclinado pode levar ao acúmulo de água exsudada, o que ocasionará a segregação entre o agregado graúdo e a nata de cimento ou a argamassa, fazendo com que surjam pontos frágeis na estrutura, facilitando, assim, a ocorrência de focos de corrosão.

As juntas de concretagem são inevitáveis, e não há uma regra específica para cobrir todas as situações. Há que se garantir, sempre que se escolher a localização de uma dada junta, a observância a três fatores: durabilidade, resistência e estética. Por isso, juntas nunca deverão ser realizadas em regiões de elevadas tensões tangenciais. A retomada da concretagem sem eliminação de pó, resíduos, gorduras e óleos depositados nas juntas diminui o coeficiente de atrito entre as camadas, reduzindo a aderência entre elas.

A vibração e o adensamento do concreto são outras tarefas que, se não forem corretamente realizadas, podem levar à formação de vazios na massa (ninhos e cavidades) e a irregularidades na superfície (as chamadas bolhas), que comprometem o aspecto estético (o que será particularmente grave nas peças de concreto aparente) e facilitam a penetração dos agentes agressores, por aumento da porosidade superficial.

É obrigatória a referência às questões relativas ao processo de cura do concreto, que é composto por uma série de medidas que visam impedir a evaporação da água necessária e inerente ao próprio endurecimento. Depois da pega, o concreto continua a ganhar resistência, desde que não falte água para garantir a continuidade das reações de hidratação.

Uma cura inadequada aumenta as deformações específicas devidas à retração. Como esta deformação é diferenciada entre as diversas camadas constituintes da peça, principalmente se esta for de grandes dimensões, poderão ser geradas tensões capazes de provocar acentuada fissuração do concreto. Assim, pode-se dizer que, na prática, a cura é a última de todas as operações importantes na execução de uma peça de concreto armado, com reflexos diretos na resistência e durabilidade da estrutura.



**Figura 1.5** - Tempos de cura recomendados (C.E.B. - Boletim nº 183 - 1989)

É importante que a cura seja iniciada pelo menos logo após a pega (se o concreto já estiver seco, nenhuma medida de cura dará resultado), e tenha duração adequada, função da observação de fatores tais como as características do meio ambiente, durante a cura e ao longo da vida da estrutura, e a própria composição do concreto, como se pode observar na Figura 1.5, constante do Boletim 183 do C.E.B, item 12.2.2.2.

Deve-se entender que o aumento da sensibilidade do concreto tem a ver com a elevação do fator água-cimento (principalmente) e com o tipo e a quantidade de cimento. No entanto, e de forma a se reduzir o diagrama da Figura 1.5 a duas dimensões, e ainda para se garantir misturas ricas, bastará que se minimize o fator A/C.

Em qualquer caso, quanto maior for o tempo de cura, ou seja, quanto mais se impedir a saída de água do concreto, melhores serão as características como a tensão de ruptura, a impermeabilidade e a resistência ao desgaste e aos ataques químicos.

Para cada situação deve ser pesquisado o método de cura mais apropriado. Dentre os diversos métodos existentes, podem-se citar:

- manutenção das fôrmas, o que, nos casos de fôrmas de madeira, exige molhagem com certa freqüência, não só para dilatá-las, e impedir evaporação através de juntas e fendas, como porque a higrometria da madeira é superior à do concreto;
- revestimento integral das superfícies expostas, com água, areia, serragem, juta, plástico, etc.;
- aspersão com água a intervalos freqüentes, o que deve ser feito sempre com muito cuidado, para que a freqüência de molhagem seja tal que não permita secagem além da superficial;
- aplicação de membranas de cura, que são películas mais ou menos impermeáveis ao vapor d'água;
- utilização de cura acelerada, por aumento de temperatura (da massa ou das fôrmas) e /ou de pressão (cura a vapor).

#### a.2) Inadequação de fôrmas e escoramentos

Sendo esta uma questão ampla que poderá inclusive incluir considerações como deficiências de contraventamento, será preferível optar, de forma a objetivar o assunto, pela exemplificação das falhas construtivas mais comuns relacionadas diretamente às fôrmas e aos escoramentos convencionais:

- falta de limpeza e de aplicação de desmoldantes nas fôrmas antes da concretagem, o que acaba por ocasionar distorções e “embarrigamentos” natos nos elementos estruturais (o que leva à necessidade de enchimentos de argamassa maiores dos que os usuais e, conseqüentemente, à sobrecarga da estrutura);
- insuficiência de estanqueidade das fôrmas, o que torna o concreto mais poroso, por causa da fuga de nata de cimento através das juntas e fendas próprias da madeira, com a conseqüente exposição desordenada dos agregados;



- retirada prematura das fôrmas e escoramentos, o que resulta em deformações indesejáveis na estrutura e, em muitos casos, em acentuada fissuração;
- remoção incorreta dos escoramentos (especialmente em balanços, casos em que as escoras devem ser sempre retiradas da ponta do balanço para o engaste), o que provoca o surgimento de trincas nas peças, como consequência da imposição de comportamento estático não previsto em projeto.

### a.3) Deficiências nas armaduras

Os problemas patológicos causados por deficiências ou erros na colocação das armaduras são das mais diversas ordens e, lamentavelmente, ocorrem com frequência muito elevada.

Neste item, serão tratados os erros mais comuns praticados na fase de execução, posto que estão sendo estudadas as causas intrínsecas aos processos patológicos. Mais adiante, quando forem abordadas as causas extrínsecas, situações muito semelhantes serão analisadas, mas então sob a ótica das falhas surgidas na fase de projeto. As deficiências que podem ser apontadas como as mais frequentes são:

- má interpretação dos elementos de projeto, o que, em geral, implica na inversão do posicionamento de algumas armaduras ou na troca das armaduras de uma peça com as de outra;
- insuficiência de armaduras, como consequência de irresponsabilidade, dolo ou incompetência, com implicação direta na diminuição da capacidade resistente da peça estrutural;
- mau posicionamento das armaduras, que se pode traduzir na não observância do correto espaçamento das barras (em lajes isto é muito comum, como se vê na Figura 1.6), ou no deslocamento das barras de suas posições originais, muitas vezes motivado pelo trânsito de operários e carrinhos de mão, por cima da malha de aço, durante as operações de concretagem – o que é particularmente comum nas armaduras negativas das lajes (ver Figura 1.7) e poderá ser crítico nos casos de balanço. O recurso a dispositivos adequados (espaçadores, pastilhas, caranguejos) é fundamental para garantir o correto posicionamento das barras da armadura;

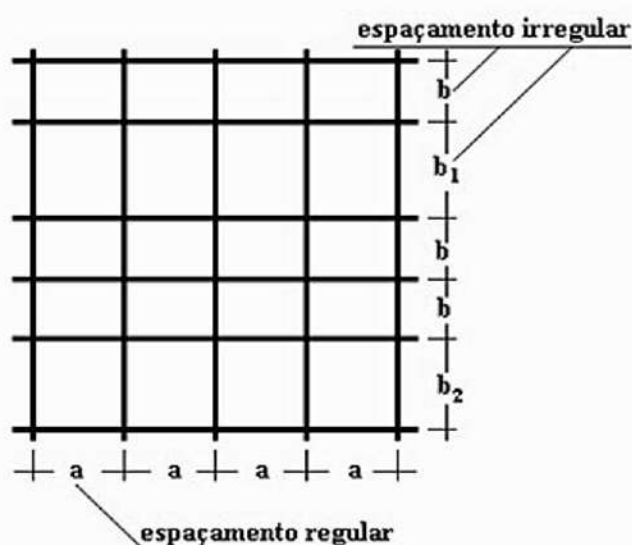


Figura 1.6 - Espaçamento irregular em armaduras de lajes

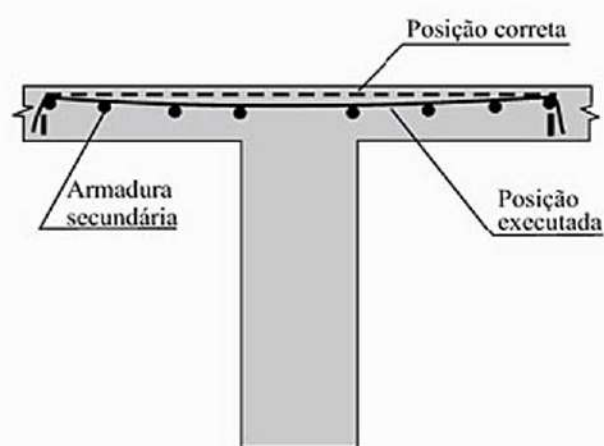


Figura 1.7 - Armadura negativa da laje fora de posição

iv) cobertura de concreto insuficiente, ou de má qualidade, o que facilita a implantação de processos de deterioração tal como a corrosão das armaduras, ao propiciar acesso mais direto dos agentes agressivos externos. Também neste caso torna-se indispensável o recurso aos espaçadores;

v) dobramento das barras sem atendimento aos dispositivos regulamentares, fazendo com que o aço venha a “morder” o concreto, provocando seu fendilhamento por excesso de tensões trativas no plano ortogonal ao de dobramento;

vi) deficiências nos sistemas de ancoragem, com utilização indevida de ganchos (na compressão, por exemplo), que, muitas vezes, só vêm a introduzir estados de sobretensão (como já se referiu, para o caso do dobramento). Outra situação falha é a registrada com a não observância do correto comprimento de ancoragem, necessário para redução, ao mínimo, dos esforços transferidos ao concreto. Em ambos os casos, o resultado será o surgimento de um quadro fissuratório que, algumas vezes, poderá trazer conseqüências bastante graves;

vii) deficiências nos sistemas de emenda, que, para além daquelas já referidas para as ancoragens, podem surgir também como resultado da excessiva concentração de barras emendadas em uma mesma seção, e por utilização incorreta de métodos de emenda, especialmente quando do uso de soldas;

viii) má utilização de anticorrosivos nas barras da armadura, que são pinturas efetuadas nas barras para diminuir a possibilidade do ataque da corrosão, mas reduzem a aderência das barras ao concreto.

Com certeza outras questões poderão surgir, em particular na abordagem das estruturas em concreto protendido, e, em todos os casos, e desde que o projeto seja correto e exaustivamente detalhado, a prevenção contra estes defeitos estará na estrita observância aos desenhos e especificações de origem.

#### **a.4) Utilização incorreta de materiais de construção**

Esta é outra falha que apresenta índice de incidência superior ao que se poderia supor. É bem verdade que, em alguns casos, será difícil classificar o problema como resultante desta causa ou como conseqüente da má interpretação dos projetos, aspecto discutido no item anterior. Também aqui as falhas são geradas por incompetência ou dolo, mas, neste caso, a questão é mais grave, por se tratar de um conjunto de decisões que, normalmente, são encargo de engenheiros, ou de responsáveis pela obra, enquanto na questão das armaduras a responsabilidade imediata vai para a mão-de-obra não especializada (o que, entretanto, não isenta as pessoas em cargos de chefia).

Segue-se a apreciação de alguns dos casos mais comuns de utilização incorreta de materiais de construção:

i) utilização de concreto com  $f_{ck}$  inferior ao especificado, quer no caso de encomenda errada ou de erro no fornecimento de concreto pronto, quer por erro em concreto virado na própria obra;

ii) utilização de aço com características diferentes das especificadas, quer em termos de categorias, quer de bitolas;

- iii) assentamento das fundações em camadas de solo com capacidade resistente – ou características, de uma maneira geral – inferior à requerida;
- iv) utilização de agregados reativos, instaurando, desde o início, a possibilidade de geração de reações expansivas no concreto, e potencializando os quadros de desagregação e fissuração do mesmo;
- v) utilização inadequada de aditivos, alterando as características do concreto, em particular as relacionadas com resistência e durabilidade;
- vi) dosagem inadequada do concreto, seja por erro no cálculo da mesma, seja pela utilização incorreta de agregados, do tipo de cimento ou de água.

Esta última questão, pela importância e particularidade de que se reveste e pelas implicações diretas que traz tanto na resistência quanto na durabilidade do concreto e da estrutura que se irá executar merece análise mais aprofundada. Como muitas outras, é uma deficiência que pode advir de dolo (economia indevida) ou de incompetência.

Do ponto de vista da economia indevida (em alguns casos criminosa), o que acontece, principalmente em obras residenciais e de pequenos galpões, é que não se faz a dosagem do concreto assistida por profissional de tecnologia dos materiais, a título de economizar o custo da consultoria técnica, ou, em outros casos, após dosado o concreto por um profissional competente, no início da obra, não se faz nenhum controle sobre os materiais componentes do concreto que chegam ao canteiro durante a obra, mesmo quando se muda de fornecedor (alteração de jazidas de areia ou de brita), ou quando há mudança de condições climáticas (areia molhada, por exemplo) ou estrutural (maior densidade de armadura em um determinado elemento da estrutura).

Além disto, a utilização de algumas tabelas genéricas de dosagem muitas vezes não é feita de forma correta, e são comuns os casos de diminuição do consumo de cimento e a utilização de agregados mais baratos, fora dos padrões normatizados pela ABNT.

Do ponto de vista das falhas técnicas, e a título de melhorar uma pseudotrabalhabilidade do concreto, é comum adicionar-se água a ele além do especificado, elevando-se substancialmente o fator água/cimento, o que torna o concreto poroso, de baixa resistência e com elevada retração. Outro agente de aumento do fator A/C é a utilização de areia úmida, sem que se faça qualquer redução na quantidade de água adicionada à mistura.

#### **a.5) Inexistência de controle de qualidade**

Sendo a última, esta será, talvez, a maior de todas as causas relacionadas com falhas humanas na construção, posto que, se existir controle de qualidade adequado, as causas relacionadas nos pontos (a.1) a (a.4), na sua grande maioria, terão substancialmente reduzidas as possibilidades de virem a ocorrer, ou, pelo menos, terão atenuadas suas conseqüências, em termos do quadro patológico resultante.

É assim uma questão fundamental, um ponto de máxima importância, a de que, de forma a se diminuir a possibilidade de deterioração precoce da estrutura, se tenha, durante toda a fase de execução da obra, a assistência de um engenheiro tecnólogo e se preste total obediência às Normas, no que diz respeito à composição e confecção do concreto.



## b) Falhas humanas na fase de utilização

Relacionar causas intrínsecas da estrutura com a sua fase de utilização implica restrição a um único aspecto, a ausência de manutenção, posto que todos os demais serão fatores extrínsecos. Entenda-se, em particular, que aqui interessará a manutenção programada, ou seja, o conjunto de medidas que vise manter materiais e peças estruturais atendendo às condições para as quais foram projetadas e construídas. Sobre o assunto, veja-se o Capítulo 5.

## c) Causas naturais

Entende-se por causas naturais aquelas que são inerentes ao próprio material concreto e à sua sensibilidade ao ambiente e aos esforços solicitantes, não resultando, portanto, de falhas humanas ou de equipamento.

### c.1) Causas próprias à estrutura porosa do concreto

P.K. Mehta (1994) diz que “de uma maneira geral, o futuro do concreto não vai ser determinado por tecnologias sofisticadas, aplicáveis a casos específicos, mas pelos esforços de todos em resolver os problemas dos que lidam com o dia-a-dia dos concretos convencionais”. Em continuação, diz ser “óbvio que o objetivo principal das construções de hoje deve mudar da resistência para a durabilidade”, e ainda que “a impermeabilidade do concreto deve ser a primeira linha do sistema de defesa contra qualquer processo físico-químico de deterioração”.

A questão básica colocada por Mehta pode ser traduzida por:

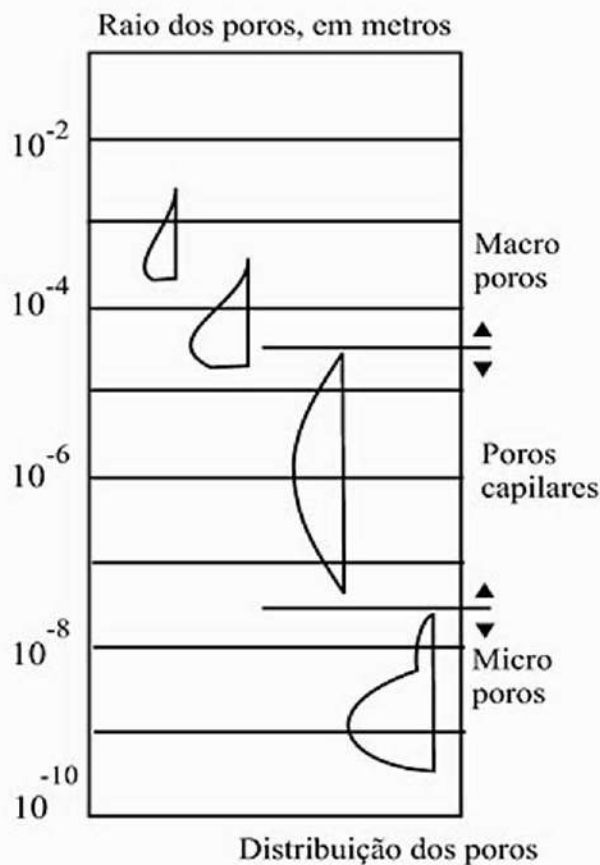
### **CONCRETO CONVENCIONAL → IMPERMEABILIDADE → DURABILIDADE**

o que significa que, para o concreto convencional, a questão da resistência não é o ponto crucial de preocupação, já que poderá ser obtida de forma trivial, mas sim que os maiores esforços devem ser dirigidos à obtenção, por meios simples, de concretos duráveis, ou seja, de concretos com baixos índices de porosidade e permeabilidade, entendendo-se como porosidade a relação entre o volume de vazios e volume total de um material. No caso do concreto –um pseudo-sólido – este parâmetro tem influência direta na sua permeabilidade e, conseqüentemente, na durabilidade das construções.

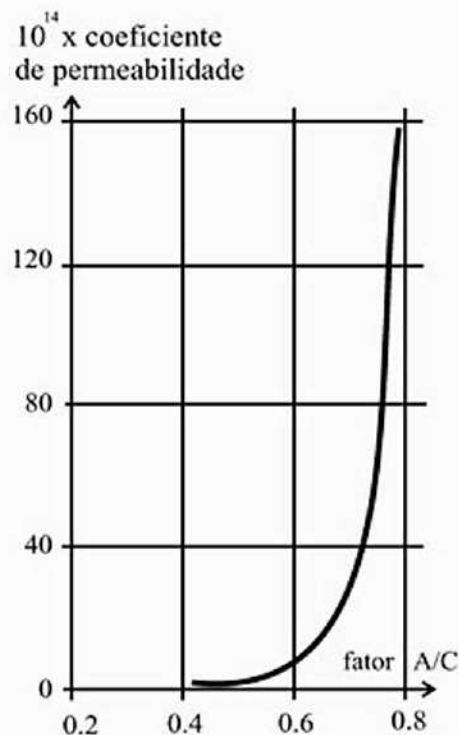
Não é difícil entender que quanto mais permissivo um concreto for ao transporte interno de água, gases e de outros agentes agressivos, maior será a probabilidade da sua degradação, bem como da do aço que deveria proteger. Também não deve ser difícil concluir que, nestes casos, a degradação dependerá, diretamente, de dois fatores: porosidade do concreto e condições ambientais da superfície. Como, em geral, não se poderá lidar com a melhoria das condições ambientais, a única saída, neste sentido, para se evitar a degradação dos concretos, é a redução, ao menor nível possível, da sua porosidade.

Para que melhor se entenda o material concreto, observe-se o tipo de vazios (poros) que nele existem, de uma maneira geral. Chama-se particular atenção para este ponto porque o conceito dominante, para o leigo e mesmo, lamentavelmente, para alguns profissionais, é de que o concreto, por ser robusto, por implicar resistência, é sólido. O entendimento do concreto não como um sólido, mas como um pseudo-sólido, de células porosas e gelatinosas, é fundamental para que se possa projetar e construir estruturas duráveis.

Uma estrutura porosa deve ser entendida não só pela distribuição gradual dos poros (em função das dimensões destes), mas também pela porosidade aberta, que representa a interligação entre os poros (canais) que possibilita o transporte de líquidos, gases e substâncias dissolvidas pelo meio da massa. Na pasta de cimento, a porosidade aberta corresponde a algo em torno de 20% a 30% do parâmetro total.



**Figura 1.8** - Distribuição dimensional dos poros no concreto (C.E.B. - Boletim nº 183 - 1989)



**Figura 1.9** - Influência do fator água-cimento no coeficiente de permeabilidade dos concretos (Rostam (1991))

A distribuição da porosidade, em função da dimensão dos poros, influencia diretamente o fluxo do transporte. Os poros da pasta de cimento são de vários tamanhos, podendo ser, genericamente, classificados em macroporos, poros capilares ou microporos (Figura 1.8), sendo os dois primeiros particularmente importantes quanto à durabilidade. A interação entre os agentes agressivos e a estrutura porosa do concreto é variável, em função do meio de transporte, como se identifica a seguir:

- pelo ar, o mecanismo de transporte de gases, de água e de agentes agressivos diluídos (carbonetos, cloretos e sulfato) é por difusão. Entenda-se que a maior ou menor intensidade no transporte de gases ou de água dependerá da umidade relativa do ar: quanto maior esta for, menos permeável aos gases será o concreto;
- pela água da chuva ou das marés, em transporte por capilaridade (os canais porosos de diâmetros mais reduzidos chegam a ficar completamente saturados pela água aderida à parede da superfície lateral dos mesmos, pelo fenômeno da adsorção);
- em condições de imersão, e portanto sob pressão, dá-se o transporte por penetração direta.

Identificado o sistema de interação entre a estrutura porosa dos concretos e o meio ambiente, fica claro que, por forma a minimizar a possibilidade de transporte dos agentes agressores para dentro do concreto, deve-se reduzir ao mínimo a porosidade do concreto, a par de minorar-se sempre a fissuração.

Assim, as intervenções de prevenção deverão concentrar-se na correta dosagem do concreto, além de atender, com rigor, a todas as exigências para a melhor preparação, transporte, lançamento, vibração e cura.

Em destaque, e em forma de síntese, fica a idéia de que a deterioração do concreto pela atuação dos agentes agressivos será tão menor quanto menores forem seus índices de permeabilidade e porosidade. Para tanto, duas condições principais devem ser satisfeitas:

- reduzido fator água/cimento (veja-se a Figura 1.9);
- maior tempo possível de impedimento de evaporação da água de hidratação da pasta (cura).

As diversas conseqüências do transporte de agentes agressivos no interior da massa de concreto serão estudadas no ponto 1.3.3.

## c.2) Causas químicas

### c.2.1) Reações internas do concreto

Para que seja estabelecida a desejável aderência entre o cimento e os agregados, desenvolvem-se combinações químicas entre estes últimos e os componentes hidratados do cimento. Se por um lado estas interações são positivas, contribuindo para o aumento da resistência e para maior homogeneidade do concreto, por outro corre-se o risco de, em alguns casos, desenvolverem-se também reações químicas de origem expansiva, que, inversamente, têm a propriedade de anular a coesão do material concreto. As reações químicas deste tipo que são hoje conhecidas estão indicadas a seguir:

i) reação álcalis-agregados, que resulta da interação entre a sílica reativa de alguns tipos de minerais utilizados como agregados e os íons álcalis ( $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$ ) presentes nos cimentos (quando em percentagem superior a 0,6%), libertados durante a hidratação dos mesmos, ou ainda pela penetração de cloretos, contendo estes mesmos íons, no meio concreto. Esta reação, como aliás as outras duas também conhecidas, são expansivas, pela formação adicional de sólidos em meio confinado, provocando, de início, a fissuração da superfície do concreto, conferindo à mesma o aspecto de um mosaico, para posteriormente vir a desagregar a estrutura, criando crateras algo profundas, de aspecto cônico, pelas quais escorre, às vezes, um gel de sílica (ver Figura 1.10). A adição de pozolanas, desde que em quantidades adequadas, pode inibir, ou mesmo evitar, a reação álcalis-agregados, e poderá ser um recurso, sempre que não for possível prevenir com a utilização de cimentos com baixo teor de álcalis;

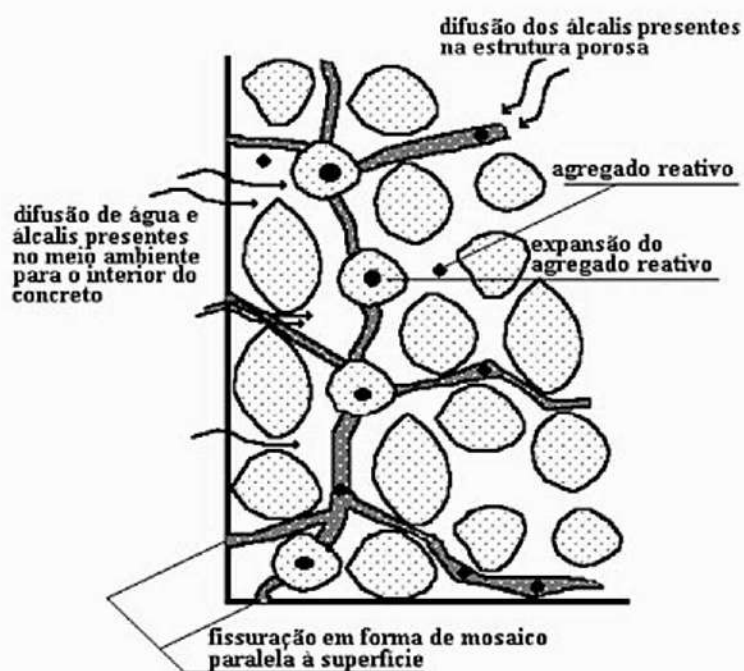


Figura 1.10 - Desenvolvimento da reação álcalis-agregado no concreto



ii) a reação álcalis-dolomita implica expansão típica dos cristais de calcário dolomítico em solução de hidróxido de sódio, presente nos cimentos, que se caracteriza pela formação de novos sólidos sem que haja a dissolução do sólido primitivo, o que, necessariamente, implica expansão. Esta reação é mais perigosa do que a anteriormente referida, porque a única forma de combatê-la é a utilização de cimentos com mínima quantidade de álcalis (a adição de pozolanas, neste caso, não fará efeito), além da prévia avaliação da reatividade dos calcários;

iii) por fim, a reação entre rochas caulinizadas, ou feldspatos calco-sódicos, que contêm alumina, em presença do cálcio do cimento, com os íons sulfatos, quer do próprio concreto, quer vindos do exterior (por exemplo, na água ou em esgotos), aproveitando-se da estrutura porosa do concreto. A conseqüente formação de um novo sólido, o sulfoaluminato tricálcico (etringite), sem a dissolução da alumina primitiva, é que gera a expansão, sendo o fenômeno facilitado pelo próprio cimento Portland, que é um meio saturado de hidróxido de cálcio endurecido. Esta reação poderá ser inibida pela adição de pozolanas ao cimento, devendo ser analisado, previamente, se o inerte é ou não capaz de reagir aos sulfatos.

### c.2.2) Expansibilidade de certos constituintes do cimento

Alguns constituintes do cimento podem ser expansivos, o que pode levar a que o concreto também o seja, ocasionando a fissuração do mesmo e o desenvolvimento de problemas patológicos na estrutura.

O óxido de magnésio (MgO), um dos constituintes do cimento, poderá ser expansivo quando estiver na forma de pericálcio, que irá se hidratar de maneira muito lenta após o endurecimento do cimento (e do concreto), resultando no aumento do volume.

A cal livre é um constituinte normalmente presente no cimento Portland. A hidratação da cal livre é expansiva, podendo dar lugar à fissuração superficial do concreto e até mesmo provocar sua debilitação e destruição. A cal liberada pela hidratação dos silicatos – componentes que têm a maior parcela de responsabilidade nas resistências mecânicas dos cimentos – é, por sua vez, atacável por águas puras, ácidas ou carbonatadas.

### c.2.3) Presença de cloretos no concreto

Os cloretos podem ser adicionados involuntariamente ao concreto a partir da utilização de aditivos aceleradores do endurecimento, de agregados e de águas contaminadas, ou a partir de tratamentos de limpeza realizados com ácido muriático. Por outro lado, podem também penetrar no concreto ao aproveitarem-se de sua estrutura porosa.

Em qualquer caso, a difusão dos íons de cloro é feita, ainda que às vezes só parcialmente, pela água que enche os poros do concreto, e o grau de propagação dependerá, basicamente, dos mecanismos de transporte.

Será sempre interessante lembrar que a grande maioria dos aditivos aceleradores de pega e endurecimento têm, na sua composição química, cloreto de cálcio (CaCl<sub>2</sub>), o que requererá, sempre, que sejam utilizados com muito conhecimento de causa, sem o que poderão ser contraproducentes.

A presença de  $\text{Cl}^-$  é limitada, na maioria dos regulamentos, a 0,4% do peso de cimento, sendo muito perigosa a utilização de concretos com dosagem de cloretos acima deste nível, em especial por causa da capacidade que os íons  $\text{Cl}^-$  têm de romper a camada óxida protetora da armadura e corroê-la, sempre que houver umidade e oxigênio.

São diversos, como já visto nos parágrafos anteriores, os inconvenientes da presença de cloretos em altos teores no concreto, que são a seguir relacionados de forma resumida:

- em dias de temperatura ambiente elevada, os cloretos podem causar, na concretagem, um endurecimento do concreto tão rápido que poderá impedir o total enchimento das fôrmas e o acabamento das superfícies;
- em casos de cobrimentos pouco espessos, o cloreto de cálcio presente pode acelerar o processo de corrosão das armaduras;
- a utilização de concreto com cloretos em peças estruturais próximas a correntes elétricas de alta tensão é especialmente desaconselhada, pois resulta em corrosão eletrolítica;
- a corrosão de chumbadores, conectores e outras peças metálicas embutidas é agravada, e até fôrmas metálicas galvanizadas têm o processo de corrosão acelerado, quando não são devidamente protegidas com óleo;
- os cloretos provocam a corrosão do alumínio e aceleram a do aço, quando tais metais são utilizados conjuntamente no concreto, como ocorre na utilização de conduítes e de chumbadores de alumínio embutidos;
- a retração do concreto cresce praticamente com o quadrado da aceleração do endurecimento, aumentando enormemente a fissuração interna e superficial.

#### c.2.4) Presença de ácidos e sais no concreto

A ação do hidrogênio pode contribuir para a deterioração dos concretos. A origem mais comum para o hidrogênio são os ácidos, cujo grau de reação com o concreto é determinado, primordialmente, pela sua concentração e pela solubilidade do sal de cálcio resultante.

Vários são os tipos de ácidos perigosos para o concreto, sejam eles inorgânicos (clorídrico, sulfídrico, nítrico, carbônico, etc.) ou orgânicos, normalmente encontrados na terra (acético, láctico, esteárico, etc.). Em qualquer caso, a ação do íon hidrogênio provoca a formação de produtos solúveis, que ao serem transportados pelo interior do concreto o vão deteriorando.

A ação de sais no interior do concreto, como os magnesianos e amoniacais, por exemplo, é muito semelhante à dos ácidos.

#### c.2.5) Presença de anidrido carbônico

A ação do anidrido carbônico ( $\text{CO}_2$ ) presente na atmosfera manifesta-se pelo transporte deste para dentro dos poros do concreto, e com a sua subsequente reação com o hidróxido de cálcio –existente na água do concreto –, formando o carbonato de cálcio (ver equação 1.1), o que implica carbonatação do concreto (redução do pH para valores inferiores a 9).



#### c.2.6) Presença da água

O transporte da água pela estrutura porosa do concreto implica na dissolução do hidróxido de cálcio, com o conseqüente abaixamento do pH do concreto, fazendo precipitar gel de sílica (casos em que o pH pode ver-se reduzido a 10,5) ou de alumina ( $\text{pH} < 7$ ), e desagregando o concreto.

#### c.2.7) Elevação da temperatura interna do concreto

As reações dos componentes do cimento com a água são exotérmicas. A quantidade de calor liberada poderá vir a causar problemas quando da concretagem de peças de grandes dimensões, já que, no início do processo de hidratação, não há troca positiva de calor com o exterior, o que provoca o aquecimento e a expansão da massa, sendo que, posteriormente, com a continuidade do processo, dá-se o natural esfriamento, implicando na geração de um gradiente térmico, situação que pode ocasionar a fissuração interna do concreto.

### c.3) Causas físicas

As causas físicas intrínsecas ao processo de deterioração da estrutura são as resultantes da ação da variação da temperatura externa, da insolação, do vento e da água, esta última sob a forma de chuva, gelo e umidade, podendo-se ainda incluir as eventuais solicitações mecânicas ou acidentes ocorridos durante a fase de execução de uma estrutura.

A atuação dos agentes da natureza relacionados no parágrafo anterior se faz sentir durante os períodos de endurecimento do concreto, afetando, de forma muito especial, a cura. O processo de agressão já foi analisado anteriormente, quando se estudaram as causas químicas.

### c.4) Causas biológicas

Os processos biológicos podem resultar do ataque químico de ácidos (produção de anidrido carbônico) gerados pelo crescimento de raízes de plantas ou de algas que se instalem em fissuras ou grandes poros do concreto, ou por ação de fungos, ou pela ação de sulfetos ( $\text{S}^{\equiv}$ ) presentes nos esgotos.

Neste último caso, o mais comum e importante em termos de ataque biológico, dá-se que os sulfetos, inicialmente em forma de gás sulfídrico,  $\text{H}_2\text{S}$ , dissolvido na água, ao entrarem em contato com o cálcio do cimento Portland, e na presença de bactérias aeróbicas, formam o sulfureto de cálcio, que descalcifica o concreto, amolecendo a pasta de cimento.

#### 1.3.2.2 Causas extrínsecas

As causas extrínsecas de deterioração da estrutura são as que independem do corpo estrutural em si, assim como da composição interna do concreto, ou de falhas inerentes ao processo de execução, podendo, de outra forma, ser vistas como os fatores que atacam a estrutura “de fora para dentro”, durante as fases de concepção ou ao longo da vida útil desta, como se poderá entender através da observação do Quadro 1.4.



## CAUSAS EXTRÍNSECAS

<b>FALHAS HUMANAS DURANTE O PROJETO</b>	Modelização Inadequada da Estrutura Má Avaliação das Cargas Detalhamento Errado ou Insuficiente Inadequação ao Ambiente Incorreção na Interação Solo-Estrutura Incorreção na Consideração de Juntas de Dilatação
<b>FALHAS HUMANAS DURANTE A UTILIZAÇÃO</b>	Alterações Estruturais Sobrecargas Exageradas Alteração das Condições do Terreno de Fundação
<b>AÇÕES MECÂNICAS</b>	Choques de Veículos Recalque de Fundações Acidentes (Ações Imprevisíveis)
<b>AÇÕES FÍSICAS</b>	Variação de Temperatura Insolação Atuação da Água
<b>AÇÕES QUÍMICAS</b>	
<b>AÇÕES BIOLÓGICAS</b>	

**Quadro 1.4** - Causas extrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto

### a) Falhas humanas durante a concepção (projeto) da estrutura

Existem, em projeto estrutural, vários pontos de fundamental importância para o futuro desempenho de uma estrutura, cuja não observância implicará, certamente, problemas de relativa gravidade.

#### a.1) Modelização estrutural inadequada

No seu conceito mais amplo, o modelo a ser adotado para uma determinada construção – preocupação primeira da etapa de concepção – deve considerar o conjunto de condicionantes composto pelas ações, os materiais constituintes, o comportamento da estrutura (em termos de resistência e de serviço) e os critérios de segurança. Como, em termos de materiais, já ficou aqui definido que a abordagem será sempre feita sobre o material concreto, e em termos de ações – cargas atuantes, em particular – as devidas considerações serão feitas em a.2, trata-se, neste item, de analisar as questões relativas à segurança e ao comportamento das estruturas, e, muito particularmente, à escolha do sistema estrutural que melhor deva interpretar uma obra. Embora este ponto pareça óbvio, não são poucos os problemas patológicos

decorrentes da incorreta observação das condições de equilíbrio e das leis da estática, que são simplesmente reguladas por:

$$\Sigma V = 0 \text{ e } \Sigma M = 0 \quad (1.2)$$

Em termos de esquematização estrutural de edifícios, um erro bastante comum está na consideração das condições de engastamento, total ou parcial, das lajes e vigas, questões que podem ser agravadas no caso de edifícios altos ou com peças de inércia muito diferentes entre si. Para o engastamento parcial de vigas, deve-se considerar o que recomenda o item 3.2.3 da NBR 6118 para apoios extremos. Para o caso de encontro de vigas com paredes, é freqüente o erro apontado na Figura 1.11. Falhas como, por exemplo, a adoção do esquema mostrado na Figura 1.11.a podem levar ao surgimento de trincas na face superior da viga.

Sem que exista uma correta interpretação da compatibilidade das deformações, tendo em conta a rigidez própria dos elementos estruturais e os nós existentes entre eles, não é possível idealizar corretamente os modelos representativos da estrutura ou, até mesmo, detalhar corretamente as armaduras.

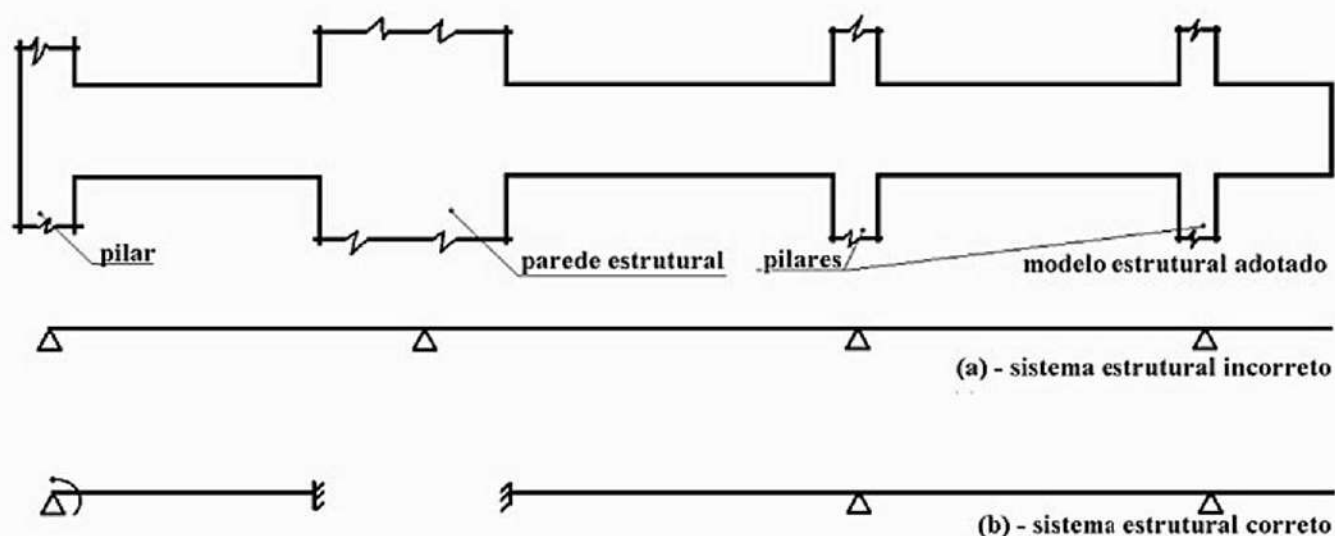


Figura 1.11 - Esquemas estruturais para cálculo de vigas de edifícios

Da mesma forma, é importante adotar o tipo de análise estrutural mais adequado a cada situação, peça ou conjunto estrutural, considerando ou não, por exemplo, a linearidade.

Por outro lado, o perfeito conhecimento das inércias e deformações virá a evitar, por exemplo, flechas acentuadas em lajes e vigas, que mesmo quando dentro dos limites estabelecidos pelas Normas podem levar ao surgimento de trincas em alvenarias e revestimentos. A pouca rigidez de lajes e vigas pode ocasionar níveis de vibração incômodos para os usuários.

Em termos de segurança, e além da estrita obediência às prescrições regulamentares, é importante que haja a particularização de cada caso, o que implica, por um lado, correta consideração do envolvimento socioeconômico da obra, fator que poderá provocar a necessidade de uma opção mais conservadora relativamente aos coeficientes de majoração, e, por outro, a avaliação sobre eventuais incertezas na modelização (casos de estruturas ou de peças estruturais mais complexas) ou mesmo sobre o funcionamento dos materiais. Em muitos casos, a pouca atenção a estes aspectos trouxe, como consequência, a implantação de graves quadros patológicos que algumas vezes levaram a estrutura à ruína.

## a.2) Má avaliação das cargas

Na maioria das estruturas com finalidade habitacional ou comercial a observação precisa das Normas que regulam os carregamentos a serem considerados no projeto estrutural é suficiente para garantir que não haverá cargas que, durante a utilização (vida útil) da estrutura, ultrapassem as que foram consideradas quando do desenvolvimento do projeto.

De maneira geral as cargas podem ser consideradas como cargas gravitacionais, climáticas e acidentais.

As cargas gravitacionais podem ser permanentes ou variáveis (em alguns textos técnicos e Normas são também chamadas, impropriamente, de acidentais), sendo as permanentes as resultantes do peso próprio da estrutura, das alvenarias, dos revestimentos, etc., definindo-se como variáveis as cargas de utilização previstas, a água (caixas-d'água e cisternas), veículos, etc.. Tais cargas são regulamentadas pelas Normas NBR 6120, no caso de edificações residenciais, comerciais e industriais, NBR 7188, para pontes rodoviárias e passarelas e NBR 7189, nos casos de pontes ferroviárias.

Cuidados especiais devem ser tomados pelos projetistas quanto à combinação das cargas permanentes e variáveis, especialmente nos casos de balanços importantes (de grandes vãos) e de pisos industriais, de forma a que sejam utilizadas as envoltórias das solicitações no dimensionamento da estrutura (Figuras 1.12 e 1.13).

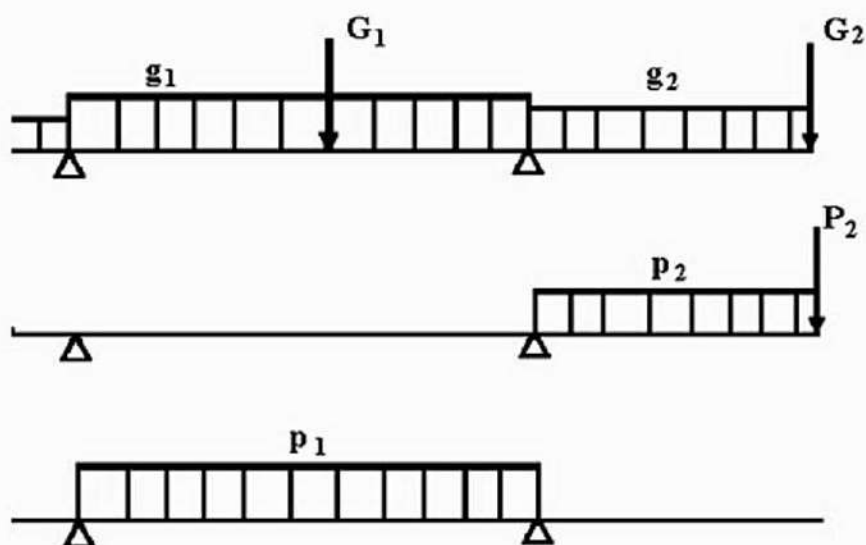


Figura 1.12 - Situações para a obtenção de momentos máximos em vigas

L1	L2	L3
L4	L5	L6
L7	L8	L9
L1	L2	L3
L4	L5	L6
L7	L8	L9

Figura 1.13 - Situações de momento máximo positivo em lajes (de Souza e Cunha, 1994)

As cargas climáticas são, em geral, as devidas à neve, ao vento, às correntezas e às ondas. A carga de neve, por sua quase total inexistência (exceto em algumas localidades no sul do país), não é considerada no Brasil. As cargas de vento devem entretanto ser consideradas, de acordo com os preceitos da NBR 6123. Estas cargas, especialmente nos casos de galpões e de edificações residenciais ou comerciais esbeltas, são normalmente responsáveis pela abertura de trincas nas alvenarias e em alguns elementos estruturais e pelo desconforto dos usuários, em virtude das vibrações que são impostas às estruturas. Para estruturas "off-shore", devem-se também considerar as cargas devidas às ondas (choque) e às correntes marinhas. Para as pontes, devem-se considerar os efeitos provocados pela correnteza dos rios sobre os pilares.

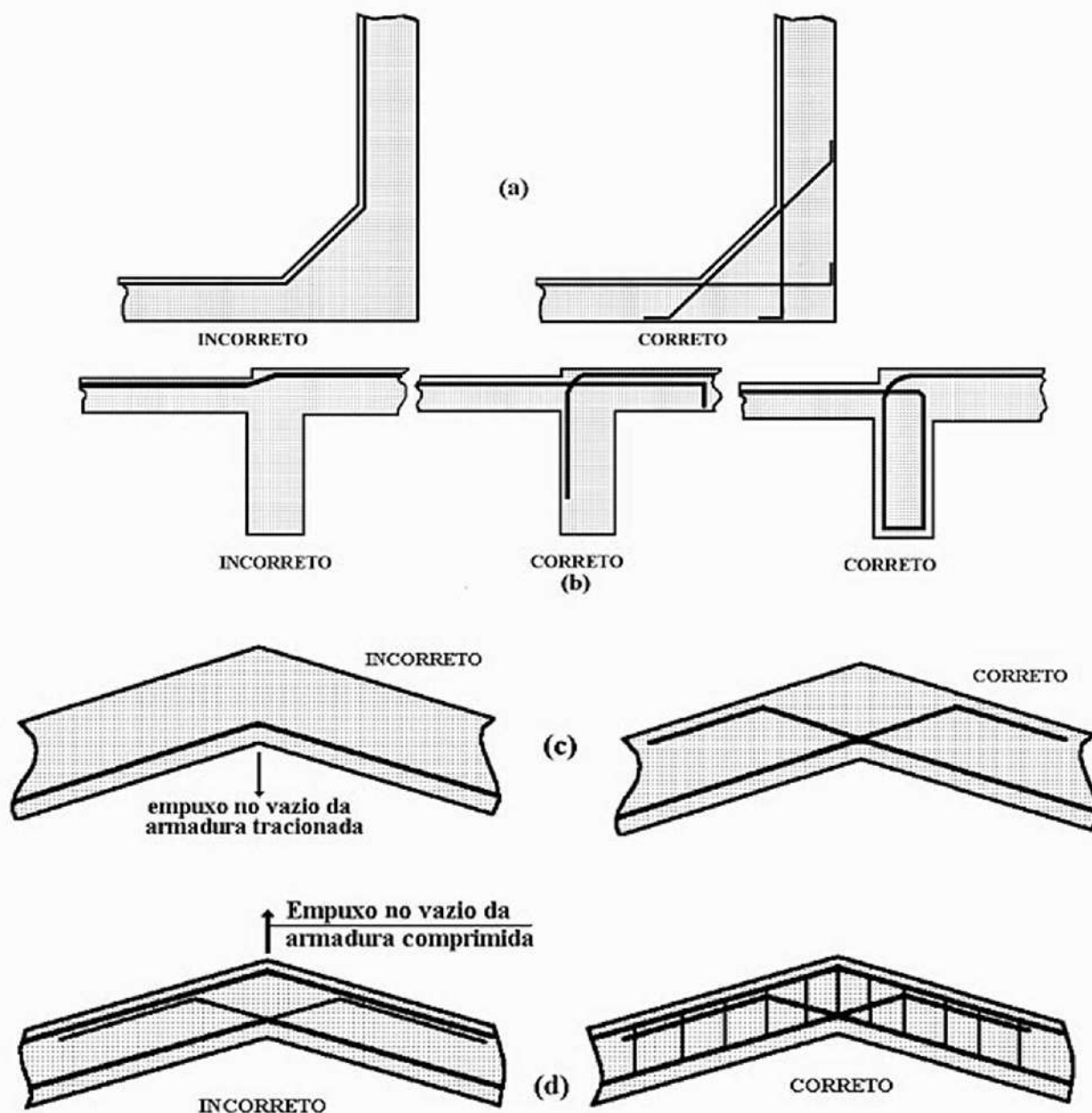
Além das cargas gravitacionais e climáticas, deve-se também prever, em projeto, a atuação de algumas cargas acidentais, ou, em alguns casos, os meios para evitar que elas atuem. Reatores nucleares, por sua



responsabilidade, devem ser projetados prevendo-se a atuação de cargas acidentais que vão desde explosões internas até o choque de aeronaves, passando pelas cargas sísmicas; muros de arrimo devem ter incluídos, em seus projetos, sistemas de drenagem eficientes, para evitar a atuação simultânea dos empuxos de terra (permanentes) e de água; pontes de grande importância e com navegação inferior devem ter o projeto desenvolvido considerando-se a possibilidade do choque de navios contra suas colunas e de choques de veículos nos pilares de viadutos e passarelas.

### a.3) Detalhamento errado ou insuficiente

Este ponto é normalmente responsável por erros sérios de execução, que podem levar a estrutura a apresentar problemas patológicos graves, com implicações diretas no comprometimento da resistência e/ou da durabilidade da construção.



Figuras 1.14 - Comparação entre diferentes situações de detalhamento de armaduras

As deficiências no detalhamento das armaduras ocorrem, algumas vezes, por desconhecimento do projetista, que não sabe da inconveniência de determinado detalhe, outras como consequência da utilização de desenhos elaborados em escalas inadequadas (pequenas demais), não permitindo ao armador ou ao mestre-de-obras uma correta interpretação do projeto, ou ainda, e na maioria dos casos, por negligência, por se considerar que o desenhista é que deve resolver as questões de detalhamento, ou, pior ainda, que tal tarefa será incumbência do construtor. É com pesar que se constata, e com frequência considerável, a repetição de erros que vão desde barras que não cabem nas fôrmas à ausência de armaduras, sempre com sérios prejuízos para o construtor ou para o proprietário.

Observando as Figuras 1.14, identificam-se vários exemplos confrontando situações de detalhamento de armaduras corretos e incorretos, comuns na prática das construções civis, sobre os quais cabe comentar:

- em (a) representa-se a ligação entre duas placas, como a de parede e laje de fundo de uma caixa-d'água, por exemplo, caso em que é fundamental evitar o empuxo no vazio e recomendável dispor de armaduras para a proteção dos cantos;
- em (b) analisa-se o caso de desnível em lajes, muito comum em varandas de edifícios, em que a ancoragem e a continuidade das barras deve ser garantida, em ambos os lados do desnível;
- em (c) e (d) aborda-se o empuxo no vazio, quanto à necessidade de proteção do canto, de garantir ancoragem à armadura principal, e de estribos.

Outro caso típico é o de detalhamento das armaduras para consolos curtos, mostrado na Figura 1.15.

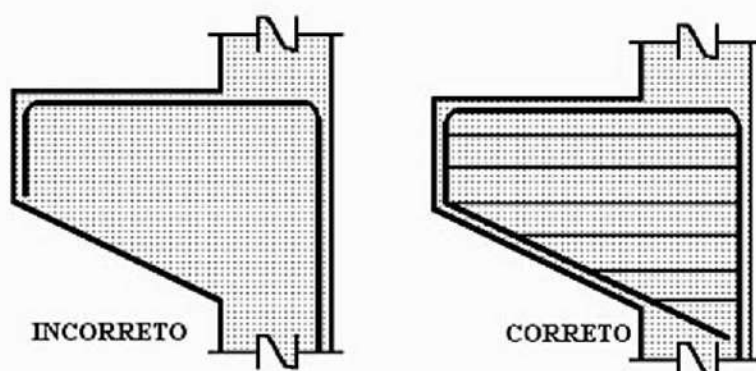


Figura 1.15 - Detalhamento das armaduras em consolos curtos

Também são comuns os erros relativos a comprimentos insuficientes, como o representado na Figura 1.16, ou mesmo com a colocação de ganchos em pilares, ou ainda emendas mal executadas, como já referido em 1.3.2.1.a.3.

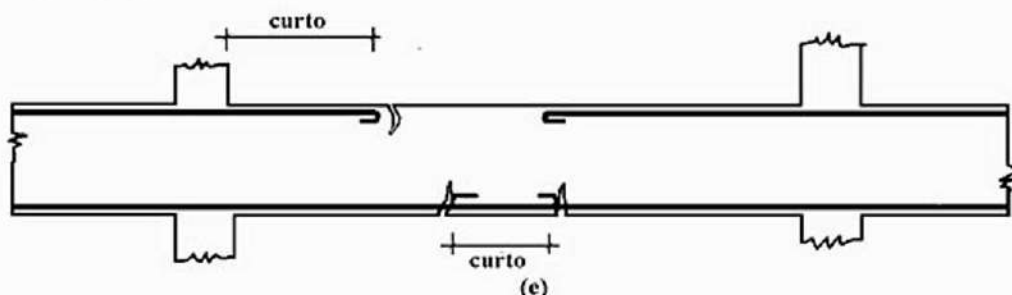


Figura 1.16 - Exemplo de comprimentos de ancoragem insuficientes, e de suas consequências

Como último exemplo, em meio a tantos outros (espessura e qualidade de cobrimentos, ângulos de dobramento, etc.), deve-se referir à questão da necessidade de se prever, sempre, espaço bastante para a correta vibração do concreto, inclusive entre as armaduras (lançando mão, para tanto, da utilização da laje comprimida para receber barras de compressão da viga, como na Figura 1.17), fato que muitas vezes não é observado pelos calculistas, apesar de constar em todos os regulamentos internacionais sobre o assunto, e já há bastante tempo. A questão se reveste de maior complexidade quando existe a necessidade de, em peças densamente armadas, serem executadas emendas, que devem ser consideradas, em termos de ocupação de espaços e de introdução de sobretensões, como um obstáculo, requerendo, como tal, detalhamento específico.

#### a.4) Inadequação ao ambiente

Como já referido, começa a ser questão assente a necessidade de se priorizar o aspecto da durabilidade na concepção e execução das estruturas de concreto armado.

Não será difícil concluir que, se assim é, a razão estará na quantidade de estruturas que, apesar de bem calculadas, e de terem sido objeto de construção exemplar, acabam por se degradar pelo fato de não possuírem defesas suficientes para fazer frente à agressividade do meio ambiente.

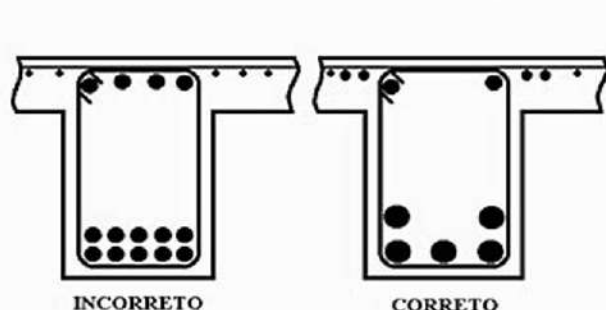


Figura 1.17 - Detalhamento das barras na seção transversal de vigas



Figura 1.18 - Utilização de pingadeiras

O exemplo mais comum de deficiências derivadas deste pecado original é a utilização de cobrimentos insuficientes para estruturas em contato com a terra ou com a água, por exemplo, agentes sabidamente agressivos. Veja-se também o caso representado na Figura 1.18, inconveniente muito comum nas construções, e que seria superado com a simples previsão de uma pingadeira, que faria, com toda a certeza, que a vida útil da peça em questão não fosse drasticamente reduzida pela direta e contínua ação da água. No entanto, não é apenas na questão dos detalhes que a inter-relação de uma estrutura ou obra, de maneira geral, com o meio ambiente deve ser analisada, mas, ao contrário, já na etapa de concepção, e mesmo em nível de projeto arquitetônico, tais considerações devem ser feitas.

É interessante referir que, em vários casos, será possível identificar o partido arquitetônico adotado como o responsável pela conseqüente execução de uma estrutura potencialmente degradável. É o que se pode chamar de arquitetura patológica, resultante, por exemplo, de uma opção que não tenha considerado condicionantes geográficos como áreas de temperatura máxima e de insolação, ou os ventos e chuvas dominantes, todos estes fatores de agressão ao concreto armado.

Da mesma forma, a correta previsão dos sistemas de drenagem e escoamento das águas, as juntas de dilatação, as pinturas e acabamentos exteriores, etc., são questões que devem ser objeto de análise e



decisão conjunta, partilhada por arquitetos e engenheiros, com um objetivo principal: a durabilidade das construções.

#### a.5) Incorreção na interação solo-estrutura

O terreno de fundação, em termos de sua capacidade de resistir aos esforços que lhe são transmitidos pela estrutura, deformando-se, em consequência e na medida de suas características próprias, será sempre elemento integrante do conjunto responsável pela estabilidade da obra. Assim, em qualquer construção será fundamental conhecer-se, a priori, as características do solo, o que, nas situações mais frequentes, pode-se conseguir através da conveniente execução de furos de sondagem.

Algumas vezes, a execução de sondagens é relegada a segundo plano, ou, por outro lado, os seus resultados não são corretamente interpretados, levando o tipo de fundação adotado a não ser o mais conveniente, ou que as fundações sejam assentes em terrenos de capacidade resistente inferior à necessária, ou com deformabilidade incompatível com a rigidez da superestrutura, gerando, em consequência, recalques de apoio, e, a partir desses, quadros fissuratórios e patologias diversas.

Deficiências decorrentes de incorreções na interação solo-estrutura são, também, a adoção de comprimentos insuficientes para estacas e tubulões, a não previsão de muros de arrimo, ou o mau dimensionamento dos mesmos, o assentamento de um mesmo prédio sobre dois tipos de terreno com características diversas entre si, o dimensionamento de fundações superficiais sem a consideração da taxa de compressibilidade do solo, etc.

Relativamente à última questão citada no parágrafo anterior, cabe a representação mostrada na Figura 1.19, em que duas sapatas da mesma estrutura são assentes em solos de características diferentes, gerando recalque do pilar menos solicitado, pela maior deformabilidade da camada de solo imediatamente subjacente à sua sapata, apesar da taxa de transmissão de esforços ao terreno ter sido a mesma, nos dois casos.

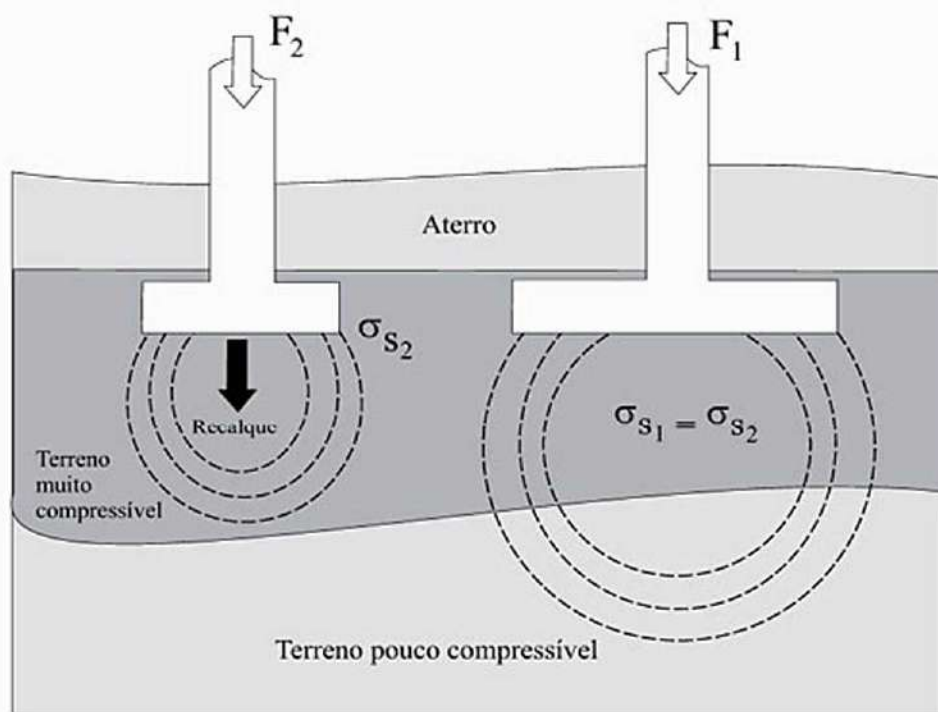
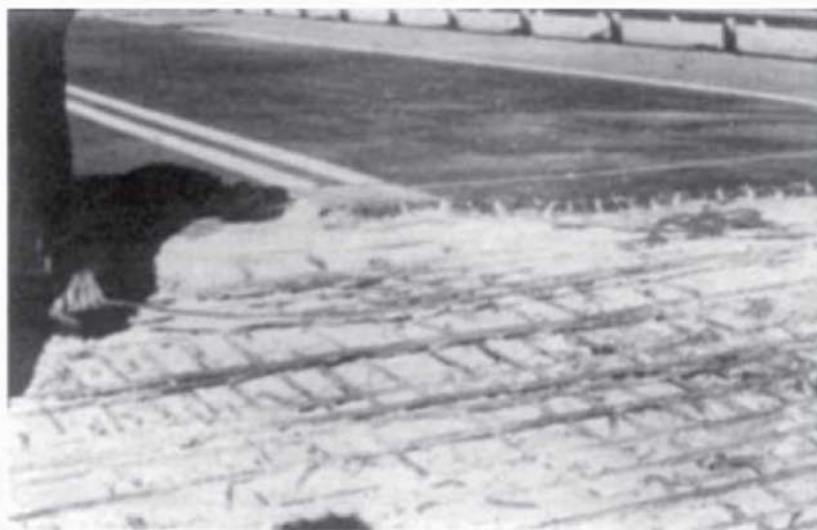


Figura 1.19 - Exemplo de recalque de sapata por incorreção na definição de sua cota de assentamento

#### **a.6) Incorreção na consideração de juntas de dilatação**

A ausência ou a má utilização de juntas de dilatação nas estruturas (quer em peças de concreto armado, quer nas de alvenaria estrutural) é um dos fatores que invariavelmente lhes trazem problemas, em particular como resultado do comportamento reológico do concreto.

A falta de detalhamento adequado para a vedação das juntas de dilatação em pontes, por exemplo, permite a passagem de água pelo topo do estrado, atacando as armaduras e danificando os aparelhos de apoio. No caso específico de obras de concreto protendido, a água pode, eventualmente, penetrar por cabos com falhas na injeção, causando a corrosão e a ruptura dos cabos.



**Fotografia 1.1** - Mau funcionamento de junta de dilatação

#### **b) Falhas humanas durante a etapa de utilização (vida útil) da estrutura**

As causas que serão citadas a seguir são resultado direto da atuação do homem e, em particular, dos proprietários e utilizadores, que, na grande maioria dos casos, não têm a menor consciência dos danos que estão causando às construções e, por considerarem que as intervenções a fazer são banais, dispensam, quase sempre, a consulta a técnicos especializados.

##### **b.1) Alterações estruturais**

Neste item serão tratados os casos em que, sem qualquer estudo apropriado, submete-se a estrutura a alterações no seu comportamento estático e/ou resistente, como, por exemplo:

- i) por supressão de paredes portantes (muitas vezes em alvenaria) ou de outras peças estruturais (vigas ou pilares);
- ii) por aumento do número de andares em edifícios sem a devida análise dos pilares e das fundações, e mesmo da estrutura como um todo, diante das novas condições da construção, no que se refere a cargas verticais, efeitos de 2ª ordem e a forças horizontais;
- iii) por transformação de apoios de terceiro e segundo grau em apoios de segundo e primeiro grau, respectivamente (caso de demolições, por exemplo);



iv) pela abertura de furos em vigas ou lajes sem a avaliação da implicação dos mesmos, em termos de posição e dimensões, no conjunto estrutural, ou da compatibilidade das armaduras existentes com a nova distribuição de esforços ou ainda do processo de microfissuração porventura introduzido.

## **b.2) Sobrecargas exageradas**

Consideram-se, nesta abordagem, estruturas em que os projetos tenham sido desenvolvidos com as mais corretas considerações de carga, de acordo com os dados do projeto arquitetônico e com os fornecidos pelo usuário (equipamentos, depósitos de materiais, jardins, etc.) e ainda com os prescritos pelas Normas em vigor, mas que, durante a sua vida útil, acabam por apresentar problemas patológicos de diversas ordens, em virtude de serem submetidas a sobrecargas superiores às de projeto. Tais situações, características de má utilização da estrutura, são particularmente comuns em depósitos e instalações de novos equipamentos para ampliação da indústria ou substituição de máquinas obsoletas, ou nos casos de mudança de propósito funcional de edifícios.

## **b.3) Alteração das condições do terreno de fundação**

Trata-se aqui dos casos de interação não cuidada entre construções existentes e novas, e, particularmente, das alterações das condições de estabilidade e compressibilidade do terreno de fundação, como resultado das novas escavações, ou da alteração do nível do lençol freático, sendo comum a conseqüente redução da capacidade de coesão do solo e a fuga de finos, por exemplo, questões que freqüentemente resultam em recalque das fundações.

## **c) Ações mecânicas**

### **c.1) Choques de veículos**

O choque de veículos automotores contra pilares e guarda-rodas de viadutos e o contínuo roçar, ou mesmo o choque, de embarcações contra as faces expostas de pilares de pontes e estacas de cais são típicos exemplos de ações mecânicas, com conseqüências que vão desde o desgaste da camada mais superficial de concreto à destruição de algumas peças estruturais, sempre que não exista proteção adequada. Como são ações quantificáveis – se bem que com alguma incerteza – pela maioria dos regulamentos, não devem ser incluídas no item acidentes, considerando-se como tais apenas as que provoquem a ruína parcial ou total das estruturas.

### **c.2) Recalque de fundações**

Toda edificação, durante a obra ou mesmo após a sua conclusão, por um determinado período de tempo, está sujeita a deslocamentos verticais, lentos, até que o equilíbrio entre o carregamento aplicado e o solo seja atingido. Em projetos mal concebidos, com erros de cálculo nas fundações (como, por exemplo, nas fundações superficiais com diferenças acentuadas na relação carga/área de fundação), ocorrem recalques diferenciais entre os vários apoios, causando a abertura de trincas nas alvenarias e na estrutura.

Outros casos foram já citados como conseqüência de causas primárias, quer em 1.3.2.2.a.5, quer em 1.3.2.2.b.3. Também nas obras de ampliação, quando não são tomadas as devidas precauções, verifica-se, com o tempo, o surgimento de trincas entre a construção nova e a antiga, já que as fundações desta última não estão mais sujeitas a recalques, enquanto as da primeira ainda vão recalcar por um certo período de tempo.



### c.3) Acidentes (ações imprevisíveis)

Este item visa considerar ações mecânicas, ou físicas, a que uma estrutura pode estar submetida e cuja ocorrência é imprevisível, ou de previsão muito difícil, quer em termos de época de ocorrência, quer em termos de intensidade. Resultam, de maneira geral, em solicitações bruscas, como os incêndios, os sismos, as inundações, os choques de veículos (que não os previsíveis) e os esforços devidos ao vento.



**Fotografia 1.2** - Situação de recalque de fundação

Em um grande número de países, as maiores preocupações neste aspecto são relativas aos sismos, sendo os respectivos regulamentos objeto de constante revisão, em particular com base na atualização de dados coletados em medições feitas a cada novo terremoto. No Brasil, os arquivos indicam que os acidentes mais graves e comuns são os devidos à ação do vento (em galpões industriais, principalmente) e aos incêndios.

Analise-se um pouco mais o problema dos incêndios. Embora a ação do fogo não se propague facilmente para o interior da massa do concreto, quando a estrutura é submetida a altas temperaturas, por um certo período de tempo, há uma perda significativa de resistência do concreto. Durante o incêndio, a estrutura (e os outros elementos da construção) absorve calor, absorção que se traduz em expansão térmica. Ocorre então uma expansão diferenciada entre a massa de concreto e o aço, prejudicando a aderência e originando tensões internas que levam o concreto a se desagregar, expondo as armaduras diretamente à ação do fogo.

De forma a diminuir a possibilidade de ocorrerem sérios prejuízos humanos e materiais, embora não se possa contar com uma segurança absoluta contra incêndios, devem ser tomadas medidas preventivas que possam conduzir a um bom nível de segurança, medidas estas que podem ser do tipo passivo ou ativo.

Dentre estas medidas, em geral reguladas por normas em vários países (Norma Brasileira NBR 5628; Norma Espanhola NBE - CPI-82; e outras do C.E.B, F.I.P, etc.), a mais eficiente é construir os edifícios com materiais resistentes ao fogo, já que, mesmo que se consiga extinguir rapidamente um incêndio

mediante a atuação de “sprinklers” e outros equipamentos, é impossível se impedir que haja grande elevação de temperatura em um dado elemento estrutural que, se for crítico, pode levar o edifício ao colapso.

Os fatores que influem sobre a intensidade e a extensão dos incêndios e, em consequência, nos seus efeitos sobre as estruturas, são: a quantidade, qualidade e natureza dos materiais combustíveis existentes na edificação, sejam eles estruturais ou não; a aeração, que quanto maior for, mais rápido se dará a propagação do incêndio; as cinzas resultantes do incêndio, que podem proteger alguns materiais sobre os quais elas se depositam, diminuindo os efeitos do calor; a água utilizada para apagar o fogo, que, em fortes jatos, pode resfriar bruscamente os elementos estruturais, provocando retrações súbitas e podendo vir a danificar ainda mais a estrutura.

Os incêndios têm um ciclo que pode ser considerado típico, constituído das seguintes fases:

- inicial, que é aquela na qual ocorre uma variação gradual da temperatura;
- intermediária, também denominada de fase de combustão viva, ou de inflamação generalizada (“flash-over”), que é a fase na qual o fogo arde em toda a plenitude;
- final, que é a fase na qual se dá a diminuição ou a extinção do incêndio.

Quando ocorre um incêndio em uma edificação, o instante mais crítico para a estrutura ocorre entre a primeira e a segunda fases, que é quando a temperatura se eleva de forma brusca, atingindo valores entre 1.250°C e 1.300°C, como se pode ver na Figura 1.20.

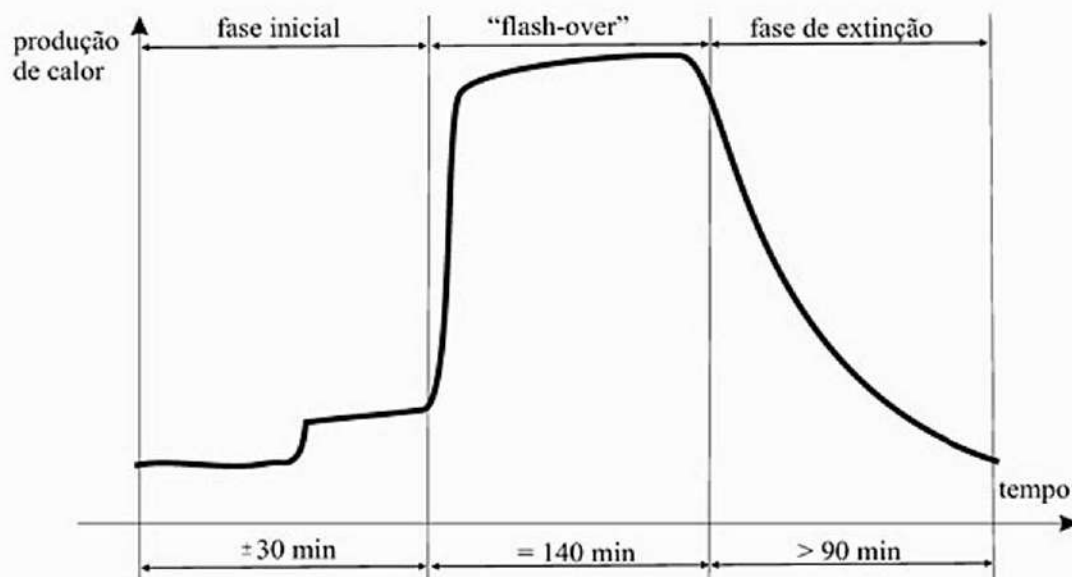


Figura 1.20 - Fases de um Incêndio (IPT -1988)

Os incêndios são fenômenos decorrentes de causas naturais, casos em que o elemento gerador é devido à Natureza (combustão espontânea, raios, etc.), ou artificiais. Neste último caso incluem-se as causas de origem física (curto-circuito, calor por atrito, etc.), química (reações exotérmicas) e biológica (autocombustão), todas essas causas materiais, e ainda as resultantes da ação do homem, acidentais, culposas ou dolosas.

Segundo Haddad (1992), a análise do comportamento de uma edificação quando submetida à ação do fogo é feita através da reação e da resistência ao fogo dos elementos da construção, já que na primeira fase do incêndio e no instante em que ocorre a inflamação generalizada, o que interfere são as reações ao fogo e os fenômenos que a caracterizam, enquanto, nas fases posteriores, a resistência ao fogo é que desempenha o papel principal.

A reação ao fogo pode ser definida como a capacidade de um material em contribuir para o desenvolvimento do fogo e dos seus subprodutos, sendo a reação ao fogo influenciada pelos mecanismos de alimentação da combustão e de propagação, que dão lugar ao calor, chamas, gases, fumaça e cinzas.

Já a resistência ao fogo, segundo Rosso (1978), representa “a capacidade de um componente manter inalterado, durante certo tempo, o desempenho das funções para as quais foi projetado e às quais está condicionada a segurança das pessoas e dos bens. Três são os requisitos de desempenho que se convencionou adotar para definir a resistência ao fogo de um componente: a resistência mecânica, a estanqueidade às chamas e aos gases, e o isolamento térmico”.

A resistência ao fogo é medida pelo tempo em que um material ou um elemento estrutural mantém as funções para as quais foi projetado, quando submetido à ação do fogo.

Ainda de acordo com Haddad (1992), “um incêndio, como fenômeno de combustão, é determinado pela quantidade de combustível e de comburente presentes no meio ambiente. A duração do incêndio será função da relação entre os dois:

- se houver comburente em menor quantidade que o necessário para a combustão completa do combustível, a combustão será lenta;
- se houver comburente em quantidade igual à necessária, a combustão será rápida, embora qualquer quantidade adicional não vá aumentar a velocidade de combustão.

É convencional a representação do combustível em peso equivalente de madeira por unidade de área, chamando-se este parâmetro de potencial calorífico unitário”.

De acordo com Kawagoe, citado por Cánovas (1988), a correlação entre o potencial calorífico, a ventilação e o tempo de duração dos incêndios é:

$$T = \frac{W_o S_p}{5.5 S_h \sqrt{H}} \quad (1.3),$$

onde:

**T** é o tempo para se alcançar a temperatura máxima;

**W<sub>o</sub>** é o potencial calorífico;

**S<sub>p</sub>** é a superfície do piso, em m<sup>2</sup>;

**S<sub>h</sub>** é a superfície de aberturas para ventilação;

**H** é a altura média, relativamente ao piso, das aberturas, em m.



O Fire Research Station, instituto de pesquisas inglês, pormenorizou a expressão anterior, ao definir que, se for verificada a condição expressa em (1.4), então a elevação da temperatura do incêndio será função apenas da quantidade de combustível existente no local, desde que o tempo não ultrapasse 30 minutos.

$$W_0 \leq 150 \frac{S_h}{S_p} \quad (1.4)$$

Os elementos que compõem uma estrutura de concreto armado absorvem o calor desenvolvido nos incêndios, e os efeitos que são neles produzidos dependem da temperatura alcançada, que faz com que haja alteração das propriedades dos materiais e de suas capacidades de resistência. Sendo o concreto um material composto, seus diversos componentes são afetados pelo fogo de acordo com seus coeficientes de dilatação térmica e com suas características mineralógicas.

Ao ser submetido à ação do fogo, o concreto muda de cor, sendo a cor função direta da temperatura a que estiver submetido (a mudança de cor do concreto será sempre permanente), e sua resistência decresce com o aumento da temperatura. Além disto, as barras de aço das armaduras são muito sensíveis à ação do fogo (pelo alto coeficiente de dilatação térmica do aço), mas o grau em que elas serão afetadas dependerá do cobrimento em concreto existente.

#### **d) Ações físicas**

As principais ações físicas a serem consideradas como agentes agressores às estruturas de concreto são:

- i) as variações de temperatura, não só as ambientais, ou seja, as que solicitam igualmente as várias peças de uma estrutura, mas também, e principalmente, as que geram gradientes térmicos, ao solicitarem peças que são protegidas apenas em uma das faces, como reservatórios e lajes de cobertura, por exemplo. Em qualquer caso, se a correspondente armadura resistente não tiver sido convenientemente dimensionada e detalhada, é certa a instalação de um quadro fissuratório;
- ii) os movimentos que ocorrem na interface entre materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, mas submetidos à mesma variação de temperatura, com a conseqüente geração de diferentes deformações, como é caso do assentamento de paredes de alvenaria em peças de concreto;
- iii) a insolação, ou incidência direta do sol, ação que se manifesta de forma semelhante à descrita em i) para o caso de gradiente térmico, agravada pelas questões relacionadas com as radiações solares, que atuam sobre a camada epidérmica do concreto, alterando a textura e a cor da mesma;
- iv) a ação da água, nas suas diversas formas, desde a umidade – geradora das mais diferentes patologias, explicadas na descrição dos processos químicos – à chuva e ao gelo.

#### **e) Ações químicas**

As solicitações químicas às quais uma estrutura está sujeita durante a sua vida útil são, normalmente, as causas mais comuns de deteriorações em construções industriais, embora também possam ter um papel importante na deterioração de outros tipos de estruturas, como pontes e viadutos, estádios, galerias subterrâneas e construções residenciais.

As principais ações químicas responsáveis pela degradação de estruturas de concreto já foram identificadas anteriormente, como causas intrínsecas, posto que, então, aconteciam durante a fase de

construção (ver itens 1.3.2.1.c.2.3 a 6). Quando consideradas como causas extrínsecas, há que entendê-las como agindo durante a vida útil da estrutura, ainda que, na grande maioria dos casos, atuem ativando mecanismos de degradação em tudo semelhantes aos descritos para a etapa de execução. Por outro lado, deve-se considerar que, como os mecanismos de transporte dos agentes agressores químicos geralmente se servem da estrutura porosa do concreto, se este tiver sido objeto de cuidados específicos, como os descritos a seguir, o nível de ressentimento das construções às agressões químicas será substancialmente inferior:

- concretos com excelente compacidade (o que depende da composição granulométrica dos agregados, da água da mistura e da quantidade e tipo de cimento);
- cobrimento das armaduras de boa qualidade e suficientemente espesso, não sendo excessivo (um cobrimento excessivo pode levar à fissuração, quando a estrutura entra em serviço);
- em pisos e coberturas expostos à ação do tempo, deve-se garantir a sua perfeita impermeabilização.

#### **e.1) Ar e gases:**

A poluição atmosférica nos grandes centros urbanos ocasiona o apodrecimento e a descoloração do concreto. As substâncias poluidoras transportadas pelo ar são, em sua grande maioria, provenientes de gases e fuligens liberados pelos escapamentos dos veículos automotores, e dos gases ácidos provenientes das chaminés de algumas indústrias. O dióxido de enxofre,  $SO_2$ , e o trióxido de enxofre,  $SO_3$ , em forma de fuligem, são provenientes da queima de óleos combustíveis, gases residuais e hidrocarbonetos. Quando chove, a água precipitada forma, junto com a fuligem existente no ar, a chamada chuva ácida ( $H_2SO_3$  e  $H_2SO_4$ ), fortemente agressiva para o concreto e que, após um certo tempo, ataca também o aço.

#### **e.2) Águas agressivas**

Todas as águas são, em maior ou menor grau, agressivas ao concreto, mas a agressividade aumenta quando a água está em movimento, há variação freqüente do nível da água, a temperatura da água é superior a  $45^\circ C$ , a água está poluída com produtos químicos ou por esgotos residenciais e as peças de concreto são delgadas.

#### **e.3) Águas puras**

As águas quimicamente puras, tais como a água da chuva (exceto a chuva ácida) e a água de poços em regiões silicosas, não contêm sais dissolvidos e, por isto, tendem a agredir o concreto, tornando-o mais poroso e diminuindo, conseqüentemente, a sua resistência.

A agressividade das águas puras é função direta da sua velocidade, da quantidade de água que atua sobre o concreto e do seu tempo de permanência (águas empoçadas). A evidência mais comum desta ação é a dissolução do hidróxido de cálcio, seguida de precipitação de géis, com a conseqüente formação de estalactites e estalagmites.

#### **e.4) Reações com ácidos e sais**

São as ocasionadas pelo contato da estrutura de concreto com a água do mar ou com as águas contaminadas por dejetos industriais. No caso da água do mar, os movimentos e os choques das ondas, bem

como os ciclos alternados de molhagem e secagem, por causa do fenômeno das marés, tendem a provocar danos consideráveis às estruturas de concreto, por conter cloretos e sulfatos de sódio e magnésio, altamente agressivos.

As águas oriundas de dejetos industriais, ou por eles contaminadas, mesmo quando se trata de cursos d'água de maior porte, podem provocar severos danos às estruturas de concreto, principalmente quando contiverem ácidos em suas composições.

Em soluções concentradas, os cloretos de amônio, de magnésio e de cálcio agredem fortemente o concreto e as armaduras, e o ácido sulfúrico destrói o cimento, mesmo quando em concentrações fracas. A agressividade desses cloretos explica o porquê do alto grau de deterioração da base de alguns pilares de viaduto nos centros urbanos, resultante da atuação da urina. Para evitar este ataque, deve-se proteger as bases dos pilares com películas de tinta que não sejam atacáveis por cloretos.

#### e.5) Reações com sulfatos

Os sulfatos são elementos extremamente agressivos, e a ação de águas sulfatadas pode ser responsável, ao fim de algum tempo, pela total desagregação do concreto. Os principais sulfatos, tais como os de magnésio, cálcio, potássio, sódio e o de amônio, são encontrados na água do mar, em águas subterrâneas e, em alguns casos, em águas poluídas com dejetos industriais. Ao serem transportados pelo meio do concreto, dão origem à formação de um sal, chamado de sal de Candlot, e à conseqüente desagregação do concreto.

#### f) Ações biológicas

As ações biológicas, embora possam desempenhar papel particularmente importante como agentes de deterioração em pontes e em construções rurais, também atuam de maneira grave em edifícios localizados nos grandes centros urbanos. Alguns desses agentes causadores da deterioração e da desagregação do concreto são o crescimento de vegetação nas estruturas – cujas raízes penetram principalmente através de pequenas falhas de concretagem, ou pelas fissuras e juntas de dilatação –, e o desenvolvimento de organismos (como conchas, por exemplo) e microorganismos em certas partes da estrutura.

O caso das conchas pode ser particularmente danoso em estruturas cujas características dinâmicas sejam importantes para o seu desempenho, já que estes crustáceos se solidarizam à estrutura e, como acumulam água em seu interior, acabam por modificar, substancialmente, a massa da estrutura, sem contudo alterar a rigidez da mesma, o que resulta em modificação significativa das freqüências naturais da estrutura e, por conseguinte, do seu comportamento dinâmico.

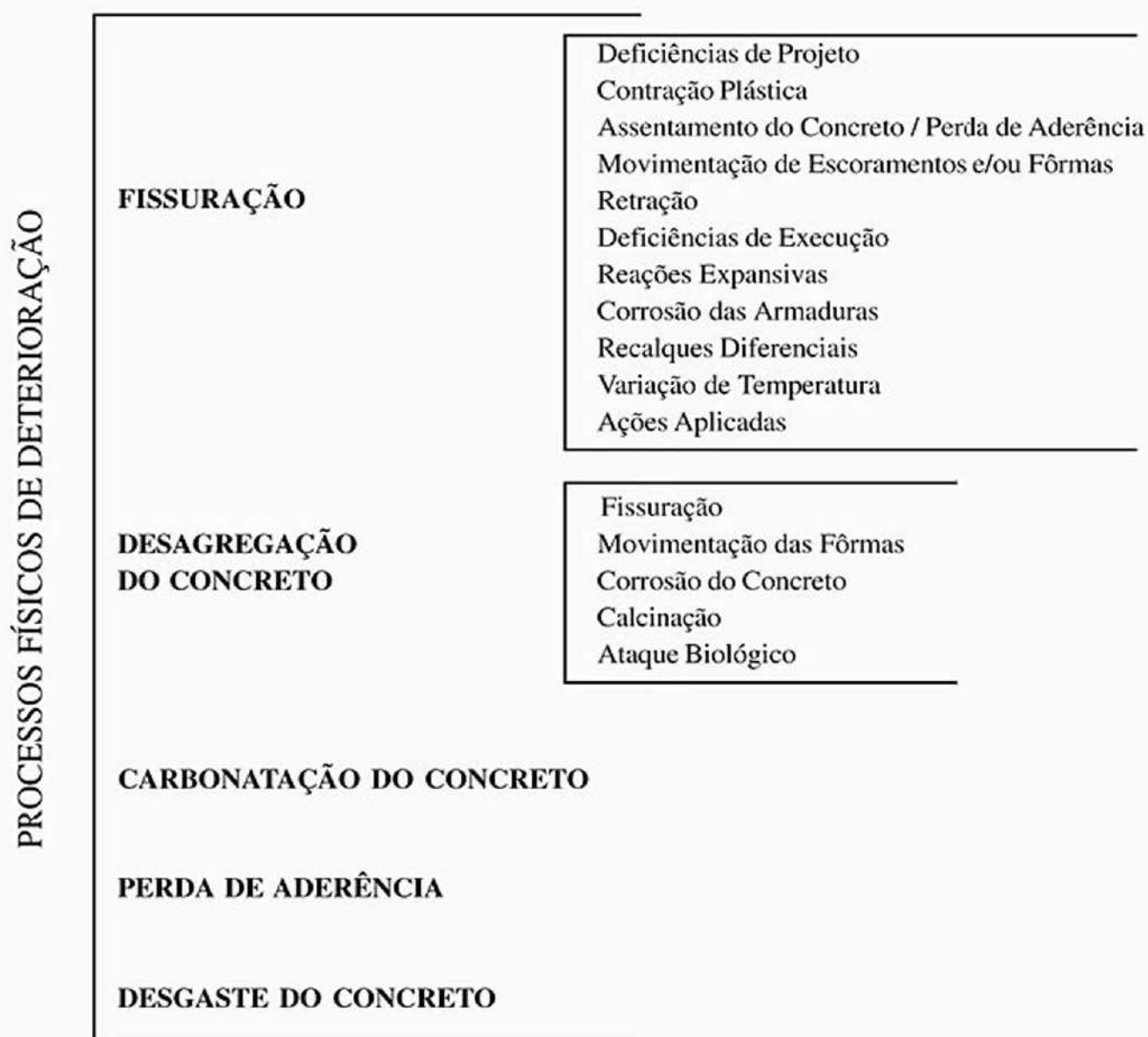
Além desses, dois agentes bastante poderosos são os cupins e as formigas. Os primeiros, além dos danos que causam a portas, janelas e esquadrias, ao se instalarem em paredes e lajes (inicialmente através dos conduítes de eletricidade), destroem os tijolos, para construir os cupinzeiros, o que, no caso de edifícios em alvenaria estrutural ou dotado de lajes pré-fabricadas, provoca a diminuição da capacidade resistente da estrutura, ocasionando o surgimento de trincas.

Já quanto às formigas, elas têm o costume de afogar a terra sob fundações superficiais, especialmente em edificações de pequeno porte, provocando, com isto, recalques diferenciais, que podem danificar seriamente a estrutura e resultam em trabalho de recuperação bastante oneroso.



### 1.3.3 PROCESSOS FÍSICOS DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Os efeitos resultantes da atuação dos agentes intrínsecos e extrínsecos da deterioração das estruturas de concreto sumarizados no Quadro 1.5 se fazem sentir, inicialmente, nos pontos fracos destas estruturas. Na maioria dos casos, as suas causas são evidentes e poderiam ter sido facilmente evitadas pela escolha cuidadosa dos materiais e dos métodos de execução, pela elaboração de um projeto convenientemente detalhado ou pela concretização de um programa adequado de manutenção. Alguns efeitos, entretanto, como os devidos a causas mecânicas, como sobrecargas e impactos para os quais a estrutura não havia sido dimensionada, ou a acidentes, como sismos e incêndios, não são tão facilmente evitáveis. Pelo contrário, na maioria das vezes estes agentes, que podem causar consideráveis danos às estruturas, inclusive levando-as à ruína, são impossíveis de ser considerados nas etapas de concepção e execução das estruturas, a não ser pela adoção de algumas medidas paliativas, como as já particularmente mencionadas.



Quadro 1.5 - Processos físicos de deterioração das estruturas de concreto

As estruturas de concreto, quando situadas em meios de uma ou de outra forma favoráveis à sua agressão, podem ter a saúde abalada pelos mais diversos fatores. A falta de conhecimento ou de estudo prévio do local e de suas características (o projetista estrutural raramente vai ao local onde será construída a estrutura), como as zonas industriais com atmosfera agressiva, com altos teores de umidade, ou obras sujeitas a fortes correntes de água ou de ar, etc.; a falta de cuidados em detalhes construtivos, tais como o cobrimento insuficiente das armaduras e a utilização incorreta de pingadeiras em estruturas de concreto aparente; o arrojo de alguns projetos arquitetônicos e, conseqüentemente, dos seus projetos estruturais; e a ausência de especificações, ou, por outro lado, a especificação incorreta dos materiais a serem utilizados, são falhas que podem, individualmente ou em conjunto, como já se viu, criar as condições necessárias para diminuir sensivelmente a vida útil das estruturas.

Se a todas estas deficiências forem somados os erros de execução, como métodos construtivos inadequados, mão-de-obra tecnicamente deficiente, falhas na fiscalização, etc., ter-se-á, inevitavelmente, o enfraquecimento da estrutura, com a conseqüente criação das facilidades para a atuação dos agentes deteriorantes, que levam à oxidação das armaduras e à degradação do concreto.

A busca de soluções e o estabelecimento dos métodos a serem adotados para recuperar ou reforçar uma estrutura de concreto só poderão ser bem-sucedidos se forem cuidadosamente estudadas e analisadas, em conjunto, as condições físicas, químicas, ambientais e mecânicas às quais a estrutura está submetida, as causas da sua deterioração (que podem ser múltiplas) e os seus efeitos (sintomas patológicos), descritos em detalhes nos itens que se seguem.

#### 1.3.3.1 Fissuração

As fissuras podem ser consideradas como a manifestação patológica característica das estruturas de concreto, sendo mesmo o dano de ocorrência mais comum e aquele que, a par das deformações muito acentuadas, mais chama a atenção dos leigos, proprietários e usuários aí incluídos, para o fato de que algo de anormal está a acontecer.

É interessante observar que, no entanto, a caracterização da fissuração como deficiência estrutural dependerá sempre da origem, intensidade e magnitude do quadro de fissuração existente, posto que o concreto, por ser material com baixa resistência à tração, fissurará por natureza, sempre que as tensões trativas, que podem ser instaladas pelos mais diversos motivos, superarem a sua resistência última à tração.

Assim, como já se viu, um processo de fissuramento pode, quando anômalo, instalar-se em uma estrutura como conseqüência da atuação das mais diversas causas, intrínsecas ou extrínsecas, e, para que se consiga identificar com precisão causa(s) e efeito, é necessário desenvolver análises consistentes, que incluam a mais correta determinação da configuração das fissuras, bem como da abertura – e de sua variação ao longo do tempo –, da extensão e da profundidade das mesmas.

Portanto, ao se analisar uma estrutura de concreto que esteja fissurada, os primeiros passos a serem dados consistem na elaboração do mapeamento das fissuras (ver Capítulo 5) e em sua classificação, que vem a ser a definição da atividade ou não das mesmas (uma fissura é dita ativa, ou viva, quando a causa responsável por sua geração ainda atua sobre a estrutura, sendo inativa, ou estável, sempre que sua causa se tenha feito sentir durante um certo tempo e, a partir de então, deixado de existir).

Classificadas as fissuras e de posse do mapeamento, pode-se dar início ao processo de determinação de suas causas, de forma a poder-se estabelecer as metodologias e proceder aos trabalhos de recuperação ou

de reforço, como a situação o exigir. É necessário sempre muita atenção e competência, pois uma análise malfeita pode levar à aplicação de um método de recuperação ou de reforço inadequado e, caso não sejam eliminadas as causas, de nada vai adiantar tentar sanar o problema, pois, neste caso, ele ressurgirá, e até mesmo poderá vir a agravar-se.

Nos itens que se seguem, procurar-se-á dissertar sobre a configuração das fissuras em função das diversas causas que possam motivar o surgimento de tensões trativas superiores à resistência do concreto à tração, e, conseqüentemente, a geração de quadros fissuratórios.

#### a) Deficiências de projeto

As falhas acontecidas em projetos estruturais, com influência direta na formação de fissuras, podem ser as mais diversas, como já se descreveu em 1.3.2.2.a, assumindo as correspondentes fissuras configuração própria, função do tipo de esforço a que estão submetidas as várias peças estruturais, como se procura exemplificar na Figura 1.21.

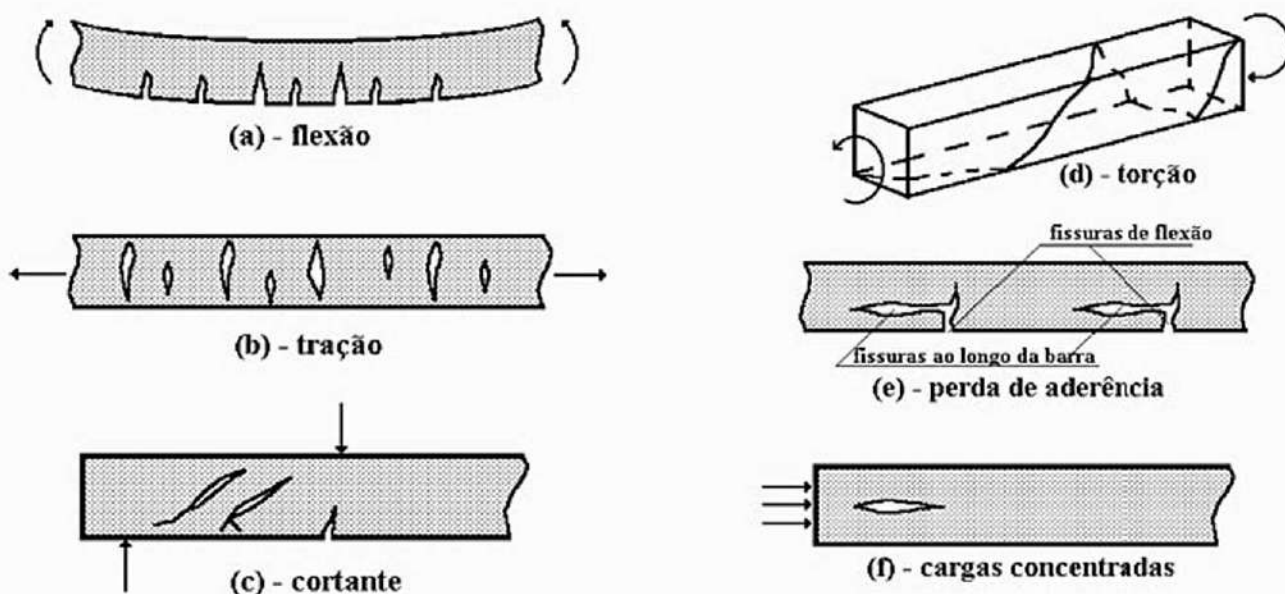


Figura 1.21 - Algumas configurações genéricas de fissuras em função do tipo de solicitação predominante

Também nos casos em que o esforço predominante é compressivo, seja em situação de compressão simples (Figuras 1.23) ou de flexão composta (Figura 1.22), poderão ser desenvolvidos quadros de fissuração de alguma importância, sempre que as resistências últimas do concreto forem ultrapassadas.

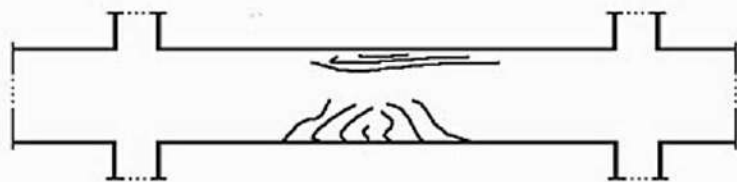


Figura 1.22- Fissuração em viga submetida a flexocompressão

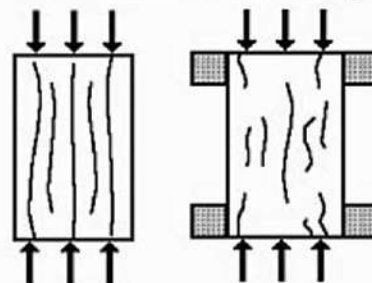
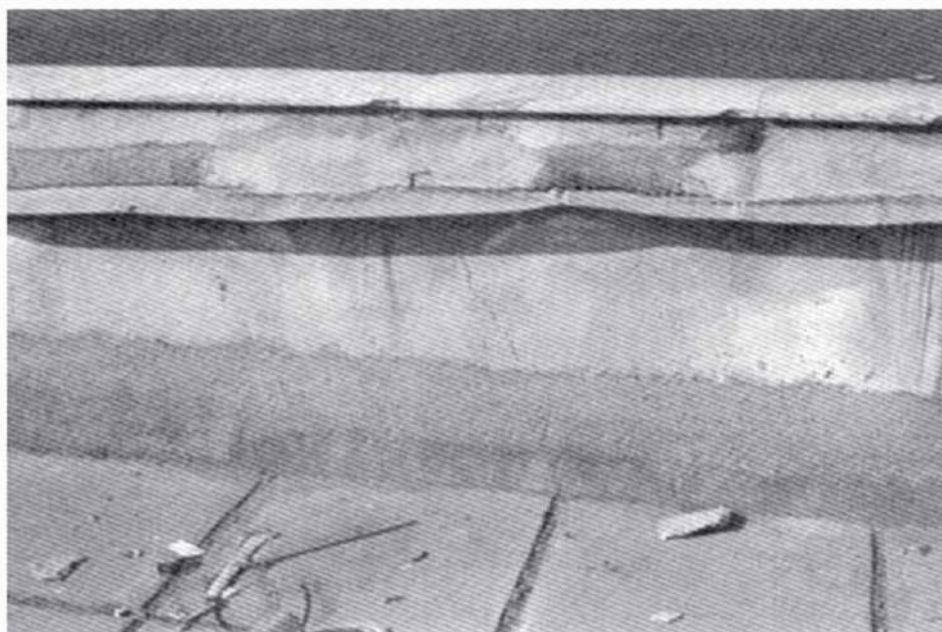


Figura 1.23 - Fissuras por compressão, sem e com confinamento



As Figuras 1.24 a 1.27 identificam vigas sujeitas a quadros de fissuração diversos, sempre por deficiência de capacidade resistente.



Fotografia 1.3 - Fissuração por cisalhamento

Quanto à Figura 1.26, é pertinaz o comentário de ser este um caso mais raro, posto que, em geral, existe contribuição das lajes às vigas (funcionamento como viga T).



Figura 1.24 - Fissuração por flexão, como consequência da insuficiente seção de aço diante do momento negativo

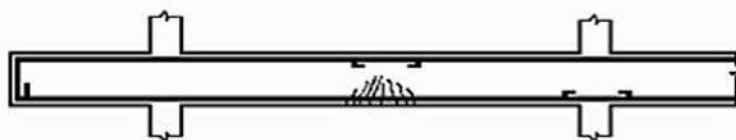


Figura 1.25 - Fissuração por flexão, como consequência da insuficiente seção de aço diante do momento positivo

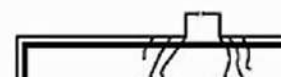


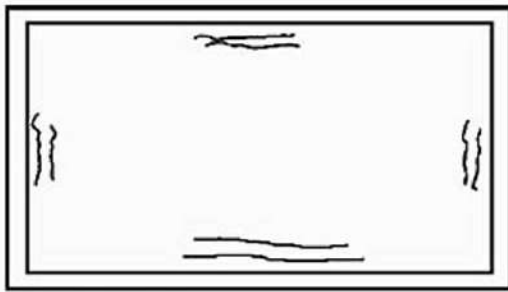
Figura 1.26 - Fissuração por esmagamento do concreto, por insuficiência da armadura de compressão



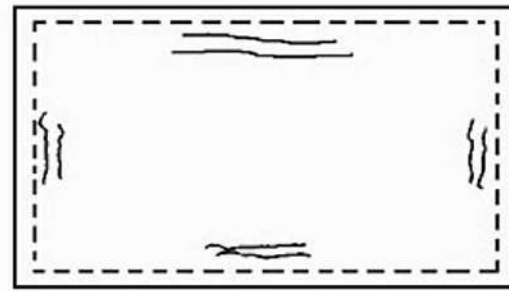
Figura 1.27 - Fissuração por cisalhamento, por insuficiência de armaduras para combate ao cortante

É também importante exemplificar os casos de deficiência de capacidade resistente em lajes, como os mostrados nas Figuras 1.28 a 1.33.





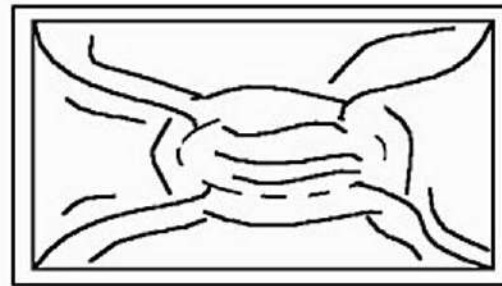
**Figura 1.28** - Fissuração por esmagamento do concreto, por reduzida espessura da laje. As fissuras surgem na face inferior, por deficiência diante dos momentos negativos



**Figura 1.29** - Fissuração de flexão, devida à insuficiência de armadura para os momentos negativos. As fissuras surgem na face superior.



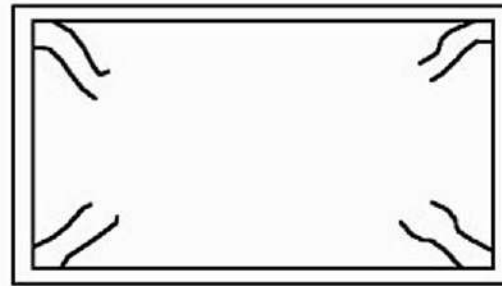
**Figura 1.30** - Fissuração por esmagamento do concreto, devido à reduzida espessura da laje. As fissuras surgem na face superior, por deficiência diante dos momentos positivos.



**Figura 1.31** - Fissuração por flexão, devida à insuficiência de armadura para os momentos positivos. As fissuras surgem na face inferior



**Figura 1.32** - Fissuração por deficiência de armaduras para combater os momentos volventes, na face superior da laje



**Figura 1.33** - Fissuração por deficiência de armaduras para combater os momentos volventes, na face inferior da laje

Para as lajes representadas nas Figuras 1.28 a 1.31, se essas fossem peças muito longas, ou seja, lajes armadas em uma só direção, as fissuras ocorreriam apenas paralelamente ao lado de maior dimensão da laje, posto que a laje assume o comportamento de vigas paralelas à menor dimensão.

Observe-se agora o comportamento conjunto de vigas e pilares, como o exemplificado na Figura 1.34, em que o esforço de torção existente nas vigas é transmitido ao pilar como flexão transversal, e, na Figura 1.35, o caso de pilar e laje, com as características fissuras por puncionamento desta última.

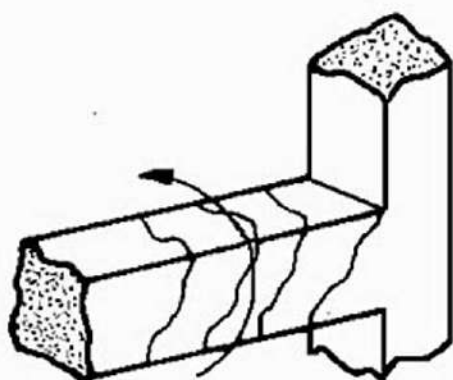


Figura 1.34 - Fissuração por torção

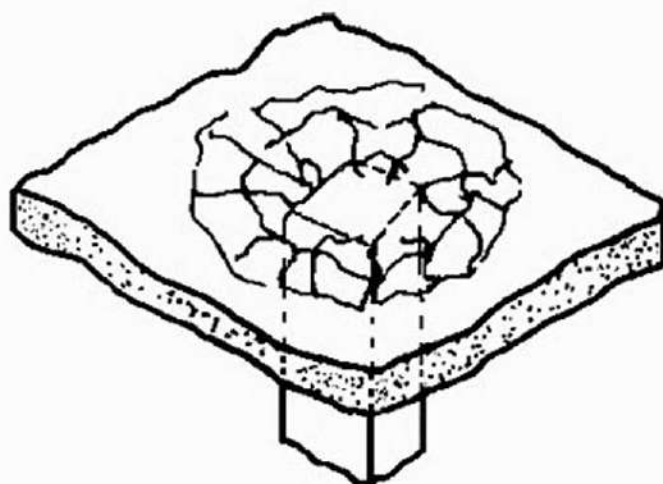


Figura 1.35 - Fissuração por punção

Observando-se outra vez a Figura 1.16, nota-se que são apontadas duas situações diferentes para fissuração por deficiências de detalhamento: a da face superior é devida ao comprimento insuficiente da armadura negativa, e a da face inferior é devida ao trespasse insuficiente da armadura positiva.

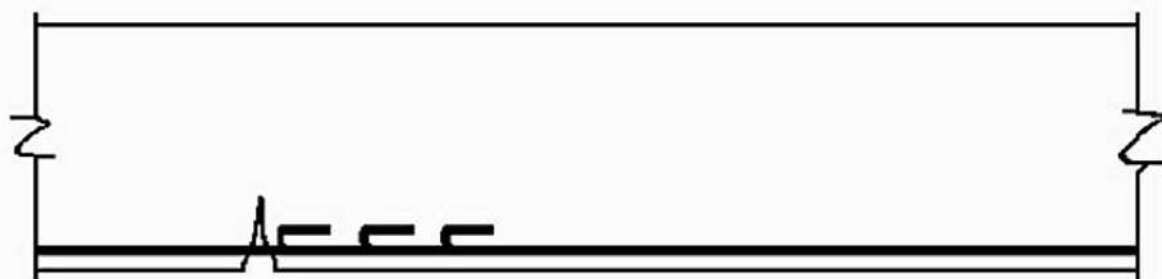


Figura 1.36 - Incorreção na execução da ancoragem, por excesso de ganchos na mesma seção

Ainda como exemplo de deficiência de detalhamento, veja-se a Figura 1.36, onde é representada uma fissura provocada pela forte concentração de ganchos, para ancoragem de barras, em uma mesma seção.

Esta fissura, muitas vezes confundida à primeira vista com as de flexão (ver Figura 1.21.e), surge aproximadamente a  $45^\circ$  e reproduz o escorregamento de barras de aço no meio de concreto, quando a viga entra em trabalho.

#### b) Contração plástica do concreto

Este é o primeiro dos casos em que a fissuração, no processo de execução de uma determinada peça estrutural, ocorre ainda antes da pega do concreto, devido à evaporação excessivamente rápida da água que foi utilizada em excesso para a feitura do material – nada a ver com o comportamento reológico próprio do concreto –, sendo que a massa, em consequência, se contrai de forma irreversível, podendo este movimento acontecer imediatamente após ao lançamento do concreto (10 minutos).

Este processo de fissuramento é mais comum em superfícies extensas, como lajes e paredes, com as fissuras sendo normalmente paralelas entre si e fazendo ângulo de aproximadamente  $45^\circ$  com os cantos,



sendo superficiais, na grande maioria dos casos. Entretanto, em função da esbeltez das peça em questão, elas podem vir mesmo a seccioná-la.

c) Assentamento do concreto / Perda de aderência das barras da armadura

A fissuração por assentamento do concreto ocorre sempre que este movimento natural da massa, resultante da ação da força da gravidade, é impedido pela presença de fôrmas ou de barras da armadura, sendo tanto maior quanto mais espessa for a camada de concreto (ver Figura 1.37).

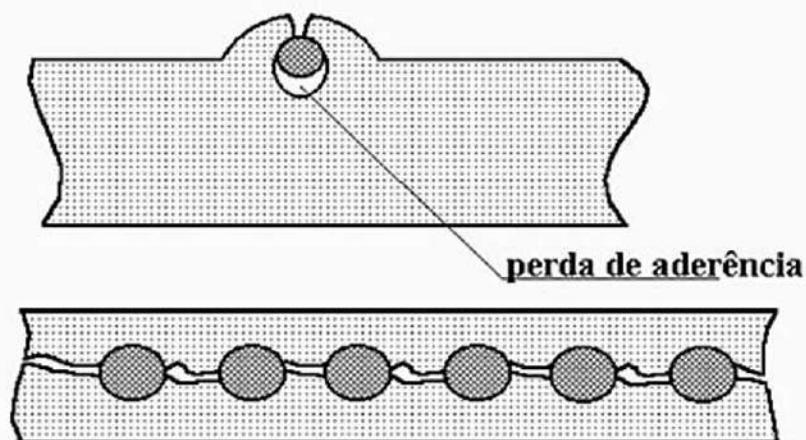


Figura 1.37 - Formação de fissuras por assentamento plástico do concreto

As fissuras formadas pelo assentamento do concreto acompanham o desenvolvimento das armaduras, e provocam a criação do chamado efeito de parede, ou de sombra, que consiste na formação de um vazio por baixo da barra, que reduz a aderência desta ao concreto. Se o agrupamento de barras for muito grande, as fissuras poderão interagir entre si, gerando situações mais graves, como a de perda total de aderência, quadro já caracterizado na Figura 1.21.e.

É importante também considerar-se que, em termos de durabilidade, fissuras como estas, que acompanham as armaduras, são as mais nocivas, pois facilitam, bem mais que as ortogonais, o acesso direto dos agentes agressores, facilitando a corrosão das armaduras.

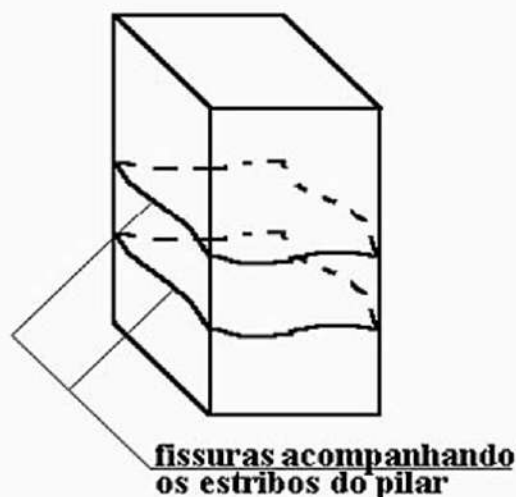
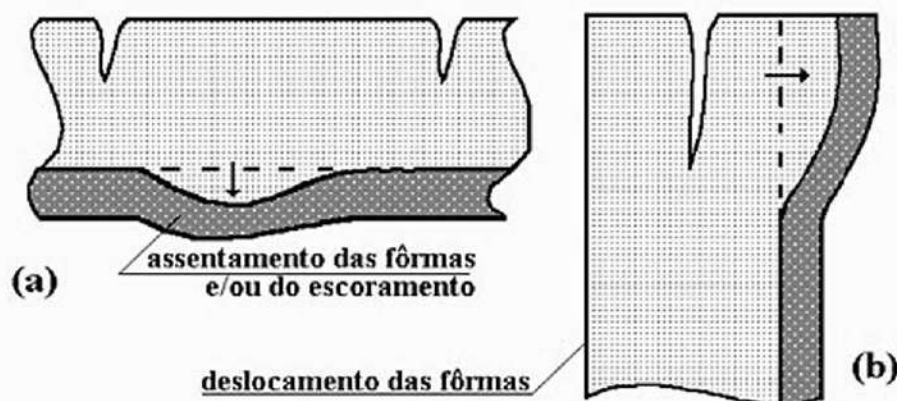


Figura 1.38 - Fissuras por assentamento plástico em pilares

#### d) Movimentação de fôrmas e escoramentos

A fissuração derivada do movimento de fôrmas e escoramentos pode resultar de:

- i) deformação acentuada da peça, gerando alteração de sua geometria, com perda de resistência e desenvolvimento de um quadro de fissuração característico de deficiência de capacidade resistente, como se pode observar na Figura 1.39 (a);

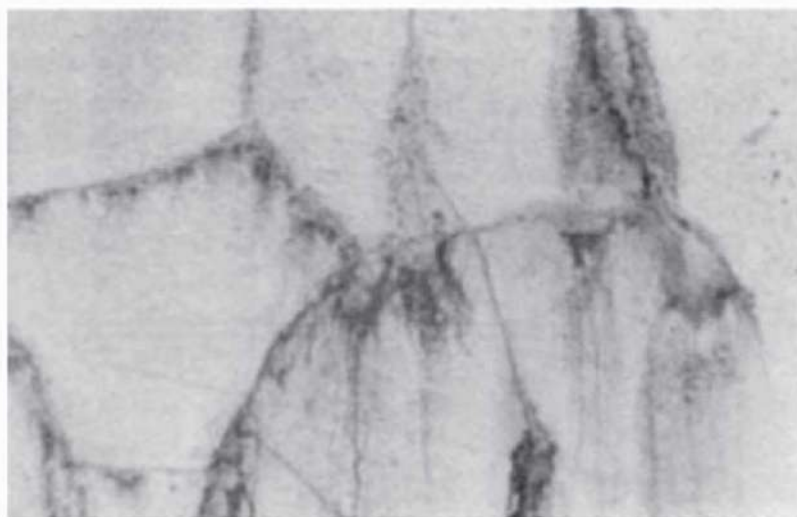


Figuras 1.39 - Exemplos de fissuração por movimentação de fôrmas e escoramentos

- ii) deformação das fôrmas (Figura 1.39.b), por mau posicionamento, por falta de fixação adequada, pela existência de juntas mal vedadas ou de fendas, ou por absorção da água do concreto, permitindo a criação de juntas de concretagem não previstas, o que normalmente leva à fissuração.

#### e) Retração do concreto

A retração do concreto é um movimento natural da massa que, no entanto, é contrariado pela existência, também natural, de restrições opostas por obstáculos internos (barras de armadura) e externos (vinculação a outras peças estruturais). Se este comportamento reológico não for considerado, quer em nível de projeto, quer de execução, são grandes as possibilidades do desenvolvimento de um quadro de fissuração, que pode levar à formação de trincas que seccionem completamente as peças mais esbeltas, como no caso de lajes e paredes.



Fotografia 1.4 - Fissuração por retração do concreto

Além da análise das tensões de retração e da disposição de armadura de pele, nos casos de peças de grandes dimensões, é importante cuidar-se da interação da estrutura com o meio ambiente, na época de sua concretagem (as elevadas temperaturas, os baixos teores de umidade do ar e a incidência direta de ventos e radiação solar são aspectos extremamente prejudiciais ao normal endurecimento do concreto), de que a mistura não tenha água mais que a necessária e de que as peças sejam convenientemente curadas.

As Figuras 1.40 e 1.41 mostram configurações típicas de fissuras de retração (que normalmente são notadas algum tempo depois do endurecimento do concreto): no caso das vigas, as fissuras situam-se em todo o contorno da alma das mesmas, paralelas entre si, a intervalos quase regulares, podendo ocorrer em qualquer ponto do vão; no caso das lajes, formam uma Figura de aspecto de mosaico, podendo ocorrer em ambas as faces da peça.

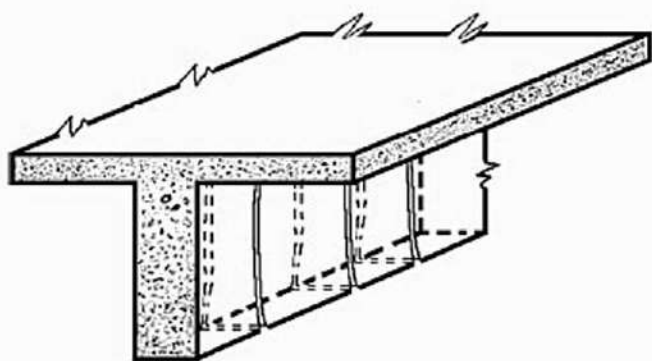


Figura 1.40 - Fissuras de retração em vigas



Figura 1.41 - Fissuras de retração em lajes

#### f) Deficiências de execução

As fissuras resultantes de deficiências acontecidas no processo executivo, seja por incúria, seja por incompetência, assumem, muitas vezes, aspecto em tudo semelhante ao que foi mostrado, na generalidade, para os casos de fissuramento por deficiências de projeto.

Não será difícil entender-se que uma mesma deficiência – a ausência de uma determinada armadura, por exemplo – possa ter sido gerada quer na etapa da concepção, quer na fase de construção, resultando em quadros de fissuração muito parecidos.

Da mesma forma, uma falha tal como o não atendimento à espessura de cobertura das armaduras indicadas em projeto propicia um processo de fissuração similar ao mostrado nas Figuras 1.37 e 1.38, assim como uma deficiência de origem no rejuntamento das fôrmas trará, como resultado, o que se mostra na Figura 1.49.

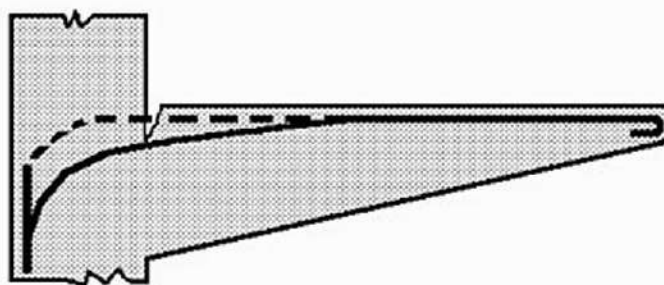


Figura 1.42 - Fissura causada pelo deslocamento da armadura principal, em relação à posição original



Um caso típico de fissuras geradas por falha ocorrida durante o processo de construção é o mostrado na Figura 1.42, ao lado (veja-se também a Figura 1.7), em que o mau posicionamento da armadura negativa da laje faz com que o concreto seja fortemente tracionado e acabe por se romper.

#### g) Reações expansivas

A reação álcalis-agregado, como já visto, pode dar origem a fissuração devida à formação de um gel expansivo dentro da massa de concreto. Esta reação se desenvolve lentamente, podendo mesmo levar vários anos para surgir, sendo o sintoma mais aparente a fissuração desordenada nas superfícies expostas, como o mostrado na Figura 1.10. Este quadro não costuma manifestar-se antes de um ano após a concretagem.

O concreto fissurado interna e externamente e deteriorado pode perder a durabilidade em grande velocidade, dependendo do tipo de exposição do elemento estrutural, das condições ambientais, da ação de águas agressivas (que penetram pelas fissuras e poros) e do contato das armaduras com o ar. Estas reações são favorecidas pelo maior grau de umidade do ambiente e pelo fator água-cimento elevado, assim como pelas altas temperaturas, que as aceleram.

#### h) Corrosão das armaduras

Gentil (1987) refere que, “de maneira geral, a corrosão poderá ser entendida como a deterioração de um material, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente, aliada ou não a esforços mecânicos”.

No caso das barras de aço imersas no meio concreto, a deterioração a que se refere a definição já citada é caracterizada pela destruição da película passivante existente ao redor de toda a superfície exterior das barras. Esta película é formada como resultado do impedimento da dissolução do ferro pela elevada alcalinidade da solução aquosa que existe no concreto.

Para entender-se o fenômeno, deve-se ter em mente que a solução aquosa a que se referiu resulta da parcela do excesso da água de amassamento do concreto que não é absorvida pela superfície dos furos e normalmente vai preencher os veios capilares do concreto.

Uma solução aquosa pode ser, como se sabe, ácida, básica ou neutra, em função do seu pH, que se define como sendo o cologaritmo decimal da concentração de íons hidrogênio ( $H^+$ ):

$$pH = - \log (H^+) \quad (1.5)$$

É estabelecido que a água quimicamente neutra é a que tem a mesma quantidade de íons ( $H^+$ ) e de íons hidroxílicos ( $OH^-$ ), o que acontece a 22°C, valendo  $10^{-7}$ . Assim, fazendo, para este caso,  $(H^+) = 10^{-7}$  na equação (1.5), virá que o pH de uma solução aquosa neutra é 7.

Portanto, tem-se que:

$$(H^+) > (OH^-) \rightarrow pH < 7 \rightarrow \text{solução ácida;}$$

$$(H^+) = (OH^-) \rightarrow pH = 7 \rightarrow \text{solução neutra;}$$

$$(H^+) < (OH^-) \rightarrow pH > 7 \rightarrow \text{solução alcalina.}$$

O pH do meio aquoso existente no interior do concreto é bastante alcalino (entre 12,6 e 14), como resultado da própria reação entre a água e os sais minerais que compõem o cimento. Sempre que o nível de

alcalinidade for superior a 9, estará garantida a criação da já referida película passivante, pelo contato entre a ferrugem superficial das barras e a água.

Configurado, assim, o ambiente para a convivência salutar entre as barras de aço e o meio concreto, resta indicar seus mecanismos de desativação, ou seja, de geração de corrosão, por destruição da camada óxida de revestimento protetor das barras:

- corrosão por tensão fraturante: é o caso dos aços que são submetidos a grandes esforços mecânicos (protensão) e que, em presença de meio agressivo, podem sofrer fratura frágil, resultando na perda de condição para a sua utilização;
- corrosão pela presença de hidrogênio atômico, que fragiliza e fratura os aços;
- corrosão por pite, que pode revelar-se segundo duas formas:
  - localizada, caracterizada pela ação de íons agressivos (cloretos, em especial), sempre que haja umidade e presença de oxigênio;
  - generalizada, função da redução do pH do concreto para valores inferiores a 9, pela ação dissolvente do  $\text{CO}_2$  existente no ar atmosférico – transportado através dos poros e fendas do concreto sobre o cimento hidratado. É a chamada carbonatação, desenvolvida segundo a equação (1.1), como explicado em 1.3.2.1.c.2.5.

Os três tipos de corrosão acima relacionados estão esquematicamente representados na Figura 1.43.

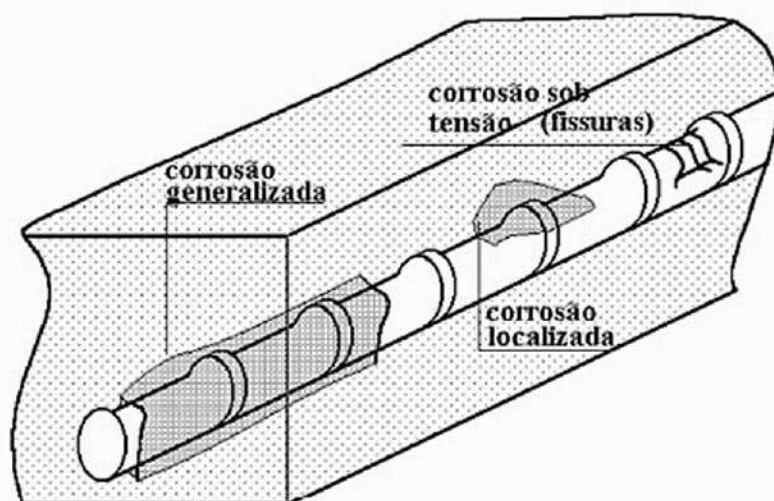


Figura 1.43 - Tipos de corrosão de uma barra de aço imersa em meio concreto

Em qualquer caso o processo de corrosão do aço é eletroquímico, ou seja, dá-se pela geração de um potencial elétrico, na presença de um eletrólito – no caso, a solução aquosa existente no concreto – em contato com um condutor metálico, a própria barra de aço. A passagem de átomos de ferro à superfície aquosa, transformando-se em cátions ferro ( $\text{Fe}^{++}$ ), com o conseqüente abandono da barra de aço à carga negativa, instalam a diferença de potencial.

Desta forma, cria-se um efeito de pilha (ver Figura 1.44) onde a corrosão instala-se pela geração de uma corrente elétrica dirigida do anodo para o catodo, através da água, e do catodo para o anodo, através da diferença de potencial. No caso do concreto armado, as regiões de menor concentração de  $O_2$  são as anódicas (ver Figura 1.45). Da combinação do cátion  $Fe^{++}$  com os ânions  $(OH)^-$  resulta o hidróxido ferroso, de cor amarelada, depositado no anodo; no catodo deposita-se o hidróxido férrico, de cor avermelhada. Estes dois produtos constituem a ferrugem, evidência mais clara da corrosão do aço.

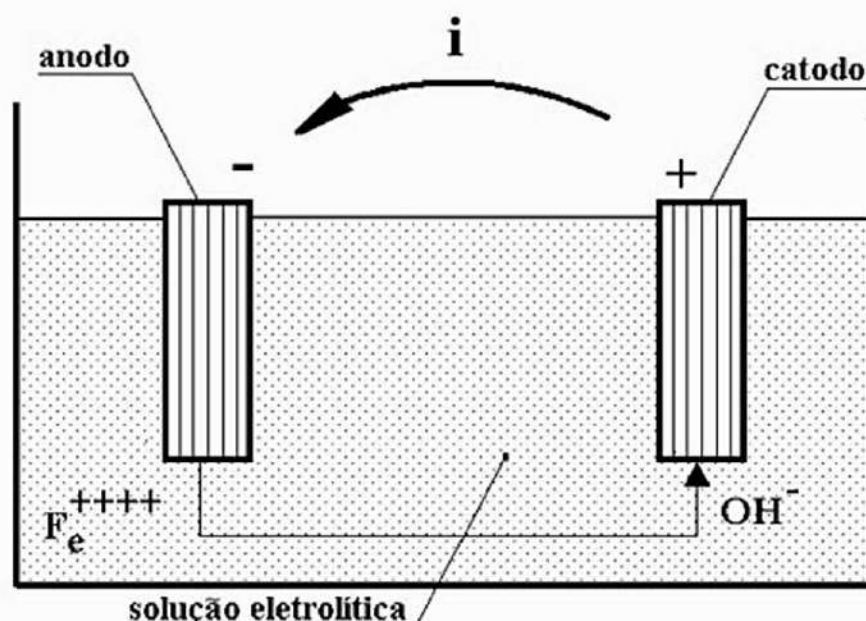


Figura 1.44 - Formação de semipilha em meio de concreto armado

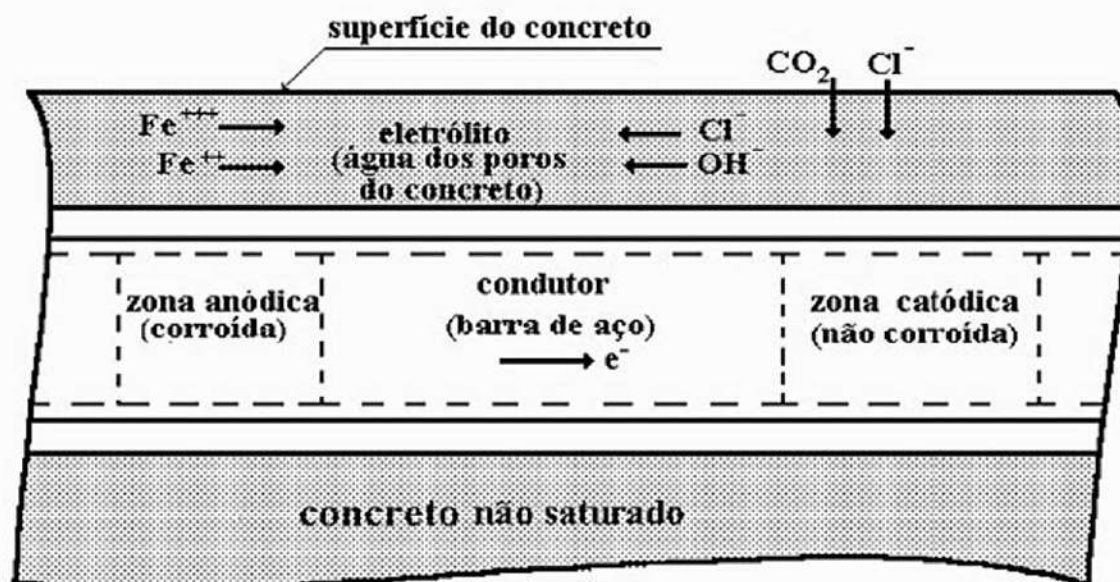


Figura 1.45 - Célula de corrosão no meio concreto armado



Como se vê, a corrosão das armaduras é um processo que avança de sua periferia para o seu interior, havendo troca de seção de aço resistente por ferrugem. Este é o primeiro aspecto patológico da corrosão, ou seja, a diminuição de capacidade resistente da armadura, por diminuição da área de aço. Associada a esta troca, surgem, no entanto, outros mecanismos de degradação da estrutura, como se ilustra na Figura 1.46.

- perda de aderência entre o aço e o concreto, com alteração na resposta da peça estrutural às solicitações às quais está submetida;

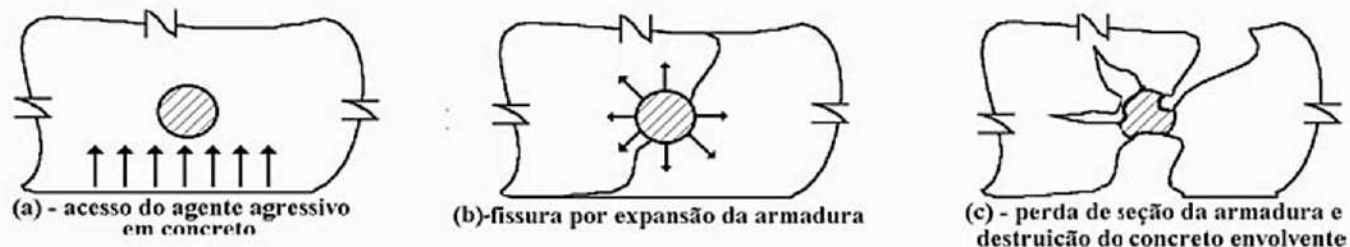


Figura 1.46 - Fases da instalação do processo de corrosão em uma barra de armadura

- desagregação da camada de concreto envolvente da armadura. Tal fato acontece porque, ao oxidar-se, o ferro vai criando o óxido de ferro hidratado ( $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ), que, para ocupar o seu espaço, exerce uma pressão sobre o material que o confina da ordem de 15 MPa, suficiente para fraturar o concreto. Para se ter uma idéia do que esta força representa, refira-se que a expansão volumétrica das barras de aço, quando sob corrosão, pode significar aumento correspondente a dez vezes o seu volume original;
- fissuração, pela própria continuidade do sistema de desagregação do concreto. Neste caso, como em qualquer caso em que haja fissuração, o processo é agravado, pois o acesso direto dos agentes agressivos existentes na atmosfera multiplicam e aceleram a corrosão, combinando situações de ataque localizado com outras de ataque generalizado. As fissuras formadas acompanham o comprimento das armaduras.



Foto cedida pela Concremat

Fotografia 1.5 - Corrosão da armadura

Do que foi exposto neste item, fica a idéia de que, para que não exista corrosão, será necessário e suficiente que:

- o pH do concreto seja claramente indicador de solução básica (carbonatação controlada);
- os agentes agressores (cloretos, em especial) não atinjam a armadura.



**Fotografia 1.6** - Deslocamento do concreto causado pela corrosão das armaduras

Isto tudo equivale a dizer que um concreto deverá ser compacto, com fissuração controlada, sendo a espessura física e a composição da camada de cobertura das armaduras dimensionadas em função do estado de tensão da peça e da agressividade do meio ambiente.

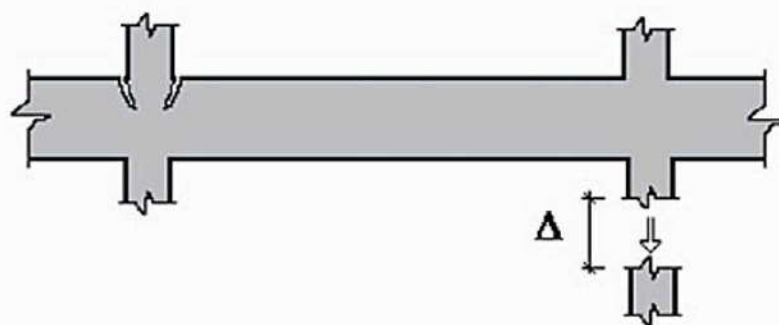
Assim, aspectos como o controle da porosidade e da permeabilidade do concreto, a manutenção da peça sob estado de tensões de serviço dentro dos limites estabelecidos regulamentarmente, a escolha correta das bitolas das barras da armadura principal, o bom detalhamento, a cuidadosa execução das peças e a proteção adicional das superfícies do concreto por pintura surgem como fatores primordiais e de cuja observância dependerá a redução ou não da possibilidade de ocorrência de corrosão nas barras da armadura.

Da mesma forma, fica entendido que, como consequência do próprio processo, a corrosão não acontecerá em concretos secos nem em saturados (no primeiro caso, falta o eletrólito; no segundo, o oxigênio). Por outro lado, as estruturas mais sujeitas a corrosão são as expostas à ação alternada de molhagem e secagem, em particular se esta água for dotada de grande concentração de cloretos.

#### **i) Recalques diferenciais**

Como já se viu, os recalques diferenciais podem ser gerados por incorreções várias na interação solo-estrutura, que podem ocorrer tanto nas fases de projeto e de execução, como na de utilização.





**Figura 1.47** - Fissuração por recalque diferencial dos apoios

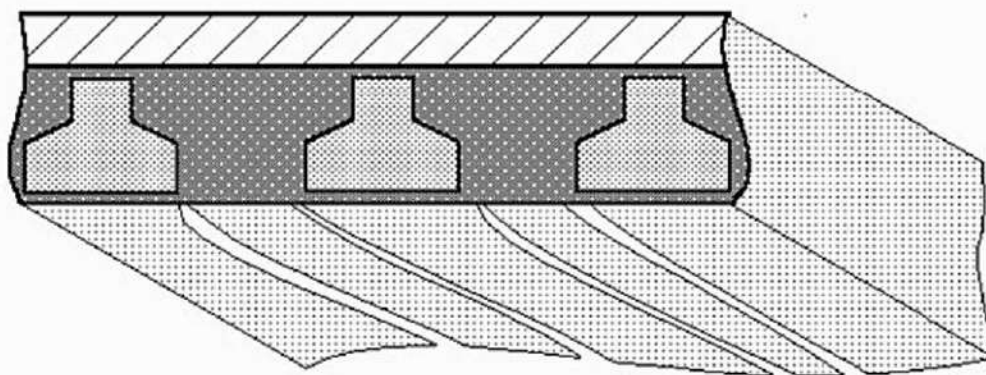
O quadro de fissuramento gerado pela falha de um ou mais apoios de uma determinada estrutura é função de diversos fatores, sendo os principais a própria magnitude do recalque e a capacidade ou não da estrutura conseguir assimilá-lo. De uma maneira geral, não é só a estrutura a ressentir-se deste efeito, mas também, no caso de edifícios, por exemplo, as alvenarias e os caixilhos.

A Figura 1.47 exemplifica um processo fissuratório surgido em uma viga em decorrência de recalque de um de seus apoios. Deve-se referir que a prevenção contra este tipo de patologia passará, antes de mais nada, pelo adequado conhecimento do solo e das tensões e deformações a que estará submetido. Como já se disse, a recuperação ou o reforço de estruturas danificadas por recalque de fundação é um trabalho extremamente custoso e caro.

#### j) Variação de temperatura

A instauração de diferentes estados de tensão em diferentes seções de uma mesma peça estrutural (à semelhança do que se viu para o caso dos recalques estruturais) e a criação de um estado de sobretensão gerado por contração ou dilatação térmica, são situações que normalmente geram fissuração, posto que, em qualquer dos casos, criam-se tensões superiores à capacidade resistente ou de deformação das peças.

Uma situação típica é a que se dá nas coberturas, em particular as horizontais, muito mais expostas aos gradientes térmicos naturais do que as peças verticais da estrutura, gerando, em consequência, movimentos diferenciados entre elementos verticais e horizontais que, normalmente, resultam em fissuração, agravada no caso de diferença de inércia (encontro lajes-vigas) ou de materiais resistentes (lajes mistas ou pré-fabricadas, como se pode observar na Figura 1.48).



**Fig. 1.48** - Fissuração por trabalho diferenciado dos dois materiais



A prevenção contra este tipo de fissuração passa, dentre outros aspectos, pela correta consideração da influência do meio ambiente, pela atenção especial ao detalhamento das armaduras das peças solidárias que possuam inércias muito diferentes, pela correta disposição de juntas de dilatação e pela consideração cuidadosa das cores das pinturas a adotar para os vários elementos estruturais.

#### **k) Ações aplicadas**

Incluem-se, neste item, os diversos processos de fissuramento que possam resultar de ações aplicadas localizadamente e passam tanto por choques de veículos como por introdução de esforços de protensão, ou ainda pela carga de vigas ou pilares, consideradas como cargas concentradas. De maneira geral, o quadro gerado apresenta-se conforme o representado na Figura 1.21.f, para as cargas concentradas, e sem uma configuração definida, no caso de choques.

#### **1.3.3.2 Desagregação do concreto**

A desagregação do material é um fenômeno que freqüentemente pode ser observado nas estruturas de concreto, causado pelos mais diversos fatores, ocorrendo, na maioria dos casos, em conjunto com a fissuração, como já foi visto nos diversos itens anteriores.

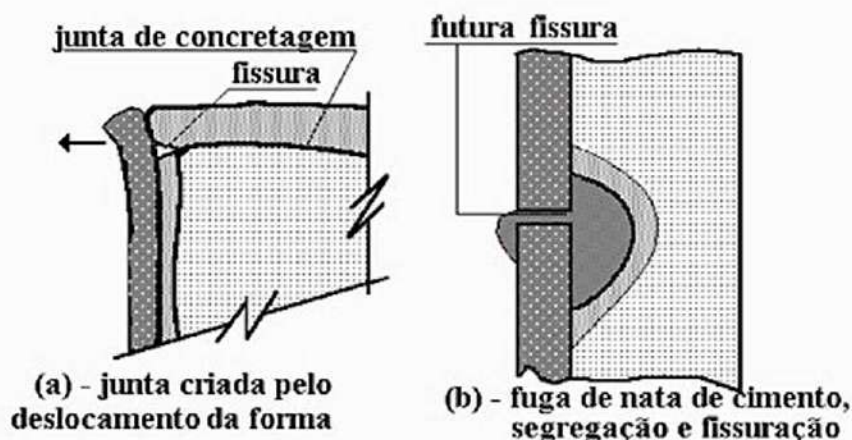
Deve-se entender como desagregação a própria separação física de placas ou fatias de concreto, com perda de monolitismo e, na maioria das vezes, perda também da capacidade de engrenamento entre os agregados e da função ligante do cimento. Como conseqüência, tem-se que uma peça com seções de concreto desagregado perderá, localizada ou globalmente, a capacidade de resistir aos esforços que a solicitam.

#### **a) Fissuração**

Apresenta-se a fissuração do concreto como uma das causas de sua desagregação. Entretanto, seria repetitivo relacionar, também aqui, as várias causas que levam ao processo de fissuração e à desagregação do concreto. Assim acontece, por exemplo, nos casos de deficiência de projeto, em que a geração de fissuras naturalmente acaba por resultar no deslocamento do concreto, em especial o da camada de cobrimento das armaduras. Da mesma forma, nos casos de corrosão das armaduras, em que o concreto se desagrega quando do aumento de volume das barras de aço, ou ainda quando acontecem as reações expansivas, que resultam em processo de desagregação bastante acelerado.

#### **b) Movimentação das fôrmas**

Ressaltam-se em particular, neste aspecto, os casos de criação de juntas de concretagem não previstas, por deslocamento lateral das fôrmas (ver Figura 1.49.a), ou de fuga de nata de cimento pelas juntas ou fendas das fôrmas, como mostrado na Figura 1.49.b, provocando a segregação do concreto, com sua conseqüente desagregação, na maioria dos casos acompanhada de fissuração. Qualquer um destes casos implicará o surgimento de quadros patológicos, já definidos, com o surgimento de fissuras no elemento estrutural, por enfraquecimento deste elemento em virtude da formação da junta de concretagem forçada, e normalmente com a adesão bastante prejudicada, ou com o enfraquecimento do próprio concreto, em virtude da fuga da nata de cimento.



Figuras 1.49 - Exemplos de desagregação do concreto como resultado da movimentação das fôrmas

### c) Corrosão do concreto

Da definição geral de corrosão dada em 1.3.3.1.h, pode-se concluir que esta poderá ser vista como a destruição de um material por meio de reações químicas ou eletroquímicas não propositadas que começam na superfície deste sólido. Sendo genérica, esta definição será válida para qualquer tipo de material.

Em oposição ao processo de corrosão do aço das armaduras, que é predominantemente eletroquímico, a do concreto é puramente química e ocorre por causa da reação da pasta de cimento com determinados elementos químicos, causando em alguns casos a dissolução do ligante ou a formação de compostos expansivos, que são fatores deteriorantes do concreto.

O processo de corrosão do concreto depende tanto das propriedades do meio onde ele se encontra, incluindo a concentração de ácidos, sais e bases, como das propriedades do próprio concreto.

O concreto, quando de boa qualidade, é um material bastante resistente à corrosão, embora também possa vir a sofrer danos quando em presença de alguns tipos de agentes agressores. Já o concreto de má qualidade, ou seja, o concreto permeável, muito poroso, segregado ou confeccionado com materiais de má qualidade ou impuros, é facilmente atacável por uma série de agentes.

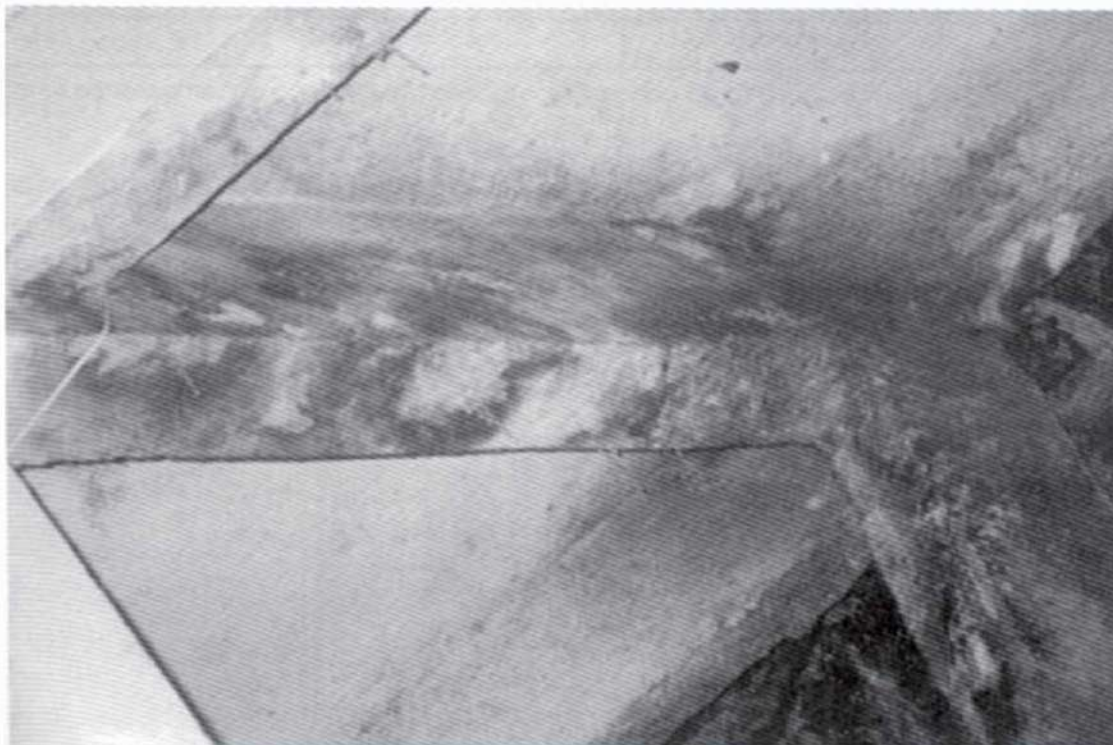
Pode-se classificar a corrosão do concreto segundo três tipos, dependendo das ações químicas que lhe dão origem: corrosão por lixiviação; corrosão química por reação iônica; e corrosão por expansão.

A corrosão por lixiviação consiste na dissolução e arraste do hidróxido de cálcio existente na massa de cimento Portland endurecido (liberado na hidratação) devido ao ataque de águas puras ou com poucas impurezas, e ainda de águas pantanosas, subterrâneas, profundas ou ácidas, que serão responsáveis pela corrosão, sempre que puderem circular e renovar-se, diminuindo o pH do concreto.

Quanto mais poroso o concreto, maior a intensidade da corrosão. A dissolução, o transporte e a deposição do hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$  (com formação de estalactites e de estalagmites) dão lugar à decomposição de outros hidratos, com o conseqüente aumento da porosidade do concreto que, com o tempo, se desintegra. Este fenômeno que ocorre no concreto é similar à osteoporose do esqueleto humano, e pode levar, em um espaço de tempo relativamente curto, o elemento estrutural atacado à ruína. É o processo de corrosão que ocorre com mais freqüência.



A corrosão química por reação iônica ocorre em virtude da reação de substâncias químicas existentes no meio agressivo com componentes do cimento endurecido. Esta reação leva à formação de compostos solúveis, que são carreados pela água em movimento ou que permanecem onde foram formados, mas, nesse último caso, sem poder aglomerante. Os principais íons que reagem com os compostos do cimento são o magnésio, o amônio, o cloro e o nitrato.



**Fotografia 1.7** - Formação de estalactites no concreto

Na corrosão por expansão ocorrem reações dos sulfatos com componentes do cimento, resultando em um aumento do volume do concreto que provoca sua expansão e desagregação.

Os sulfatos encontram-se presentes em águas que contêm resíduos industriais, nas águas subterrâneas em geral e na água do mar, sendo que os sulfatos mais perigosos para o concreto são o amoníaco,  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ , o cálcico,  $\text{CaSO}_4$ , o de magnésio,  $\text{MgSO}_4$  e o de sódio,  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

Qualquer processo de corrosão deve ser imediatamente interrompido ainda no seu início, pois sua continuidade, além de enfraquecer a estrutura, dará origem à fissuração, à corrosão das armaduras e à desagregação do concreto e, em estágio mais evoluído, torna economicamente impraticável a recuperação da estrutura.

#### **d) Calcinação do concreto**

Trata-se aqui de analisar os efeitos da ação do fogo sobre o concreto, que, como se viu em 1.3.2.2.c.3, caracteriza-se, basicamente, pela alteração da cor e pela perda de resistência, sendo este quadro anômalo função direta de temperatura a que o incêndio atinge, como se pode observar no Quadro 1.6.



TEMPERATURA EM °C	COR DO CONCRETO	CONDIÇÃO DO CONCRETO	PERDADE RESISTÊNCIA
0 a 200	cinza	não afetado	0 %
300 a 600	rosa	razoavelmente bom	≤ 40 %
600 a 900	rosa a vermelho	friável, com alta sucção de água	70 %
900 a 1200	cinza avermelhado	friável	100 %
> 1200	amarelo	decomposto	100 %

**Quadro 1.6** - Evolução do comportamento do concreto em função da elevação da temperatura ambiente (Cánovas - (1977))

De maneira geral, a degradação do concreto dá-se por volta dos 600°C, e acontece por expansão dos agregados, que desenvolvem tensões internas que fraturam o concreto (estas tensões são de magnitude muito variável, posto que os agregados não têm todos o mesmo coeficiente de dilatação térmica).



Foto cedida pela Concremat

**Fotografia 1.8** - Estrutura de concreto degradada pela ação de incêndio\*

#### e) Ataques biológicos

Como referido no estudo das causas, várias são as ações biológicas (raízes de vegetação, microorganismos, etc.) que, ao penetrarem no concreto e acharem o ambiente próprio ao seu desenvolvimento, vêm a ocupar o espaço dentro de uma massa estrutural, gerando tensões internas e fraturando o concreto.

#### 1.3.3.3. Carbonatação do concreto

A carbonatação, como já se referiu anteriormente, resulta diretamente da ação dissolvente do anidrido carbônico (CO<sub>2</sub>), presente no ar atmosférico, sobre o cimento hidratado, com a formação do carbonato de cálcio e a conseqüente redução do pH do concreto até valores inferiores a 9. Quanto maior for a

concentração de  $\text{CO}_2$  presente, menor será o pH, ou, por outro lado, mais espessa será a camada de concreto carbonatada.

A carbonatação em si, e se ficasse restrita a uma espessura inferior à da camada de cobertura das armaduras, seria até benéfica para o concreto, pois aumentaria as suas resistências químicas e mecânicas. A questão é que, em função da concentração de  $\text{CO}_2$  na atmosfera e da porosidade e nível de fissuração do concreto, a carbonatação pode atingir a armadura, quebrando o filme óxido que a protege, corroendo-a. Encontrando ambiente propício, como é o proporcionado por um concreto altamente poroso, a propagação da carbonatação, em profundidade, faz-se segundo a lei representada pela equação (1.6), como se pode observar na Figura 1.50.

$$- x = k \sqrt[n]{t} \quad (1.6),$$

onde:

$x$  - profundidade de penetração da carbonatação;

$k$  - constante, função da porosidade e permeabilidade do concreto;

$n = 2$ , em ambientes interiores;

$n < 2$ , em ambientes exteriores.

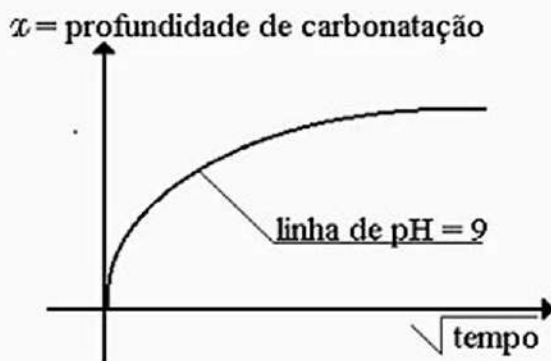


Figura 1.50 - Propagação da carbonatação com o tempo (C.E.B. - Boletim nº 183 (1989))

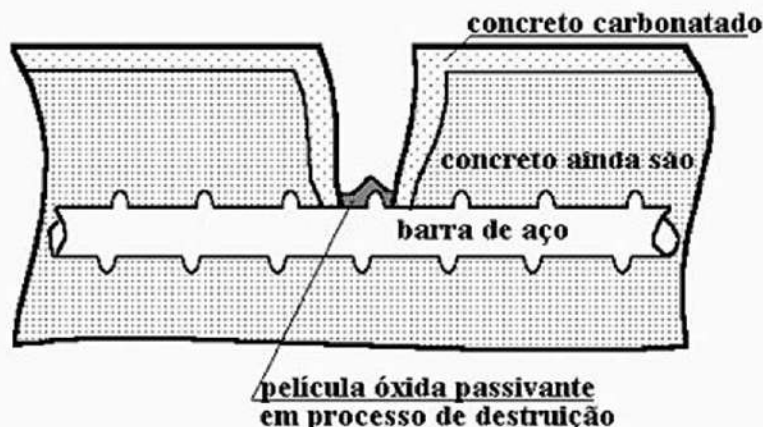


Figura 1.51 - Carbonatação condicionada pela fissuração

Nos casos em que a abertura das fissuras seja significativa ( $w > 0,4$  mm), a penetração da carbonatação é acelerada, seguindo a orientação dada pela direção das fendas, para o interior do concreto e rumo às barras da armadura, implantando, inevitavelmente, a corrosão, como se pode observar na Figura 1.51.

Daí, fica claro que, se o concreto estiver totalmente saturado, não poderá ficar carbonatado, posto que a difusão do  $\text{CO}_2$  só é possível através dos poros do concreto. Em geral, considera-se que se houver 0,5% a 1% (em volume) de água nos poros do concreto, a carbonatação já não é possível.

Além disto, deve-se também entender que, num concreto carbonatado, o risco de corrosão por ação de agentes agressores, como os cloretos, é bem maior. Para que se tenha uma idéia, veja-se, por exemplo, que, para uma umidade relativa do ar de 85%, a probabilidade de que seja instalado um processo de corrosão em uma barra de aço imersa em concreto não carbonatado e contaminado por uma concentração de cloretos igual a 0,4% do seu peso em cimento, é 4 vezes menor do que a que ocorre se o concreto estiver carbonatado, ou, por outro modo, é a mesma que para um concreto carbonatado contaminado por uma concentração de cloretos igual a 0,1%.

#### 1.3.3.4 Perda de aderência

A perda de aderência é um efeito que pode ter conseqüências ruinosas para a estrutura, e pode ocorrer entre dois concretos de idades diferentes, na interface de duas concretagens, ou entre as barras de aço das armaduras e o concreto.

A perda de aderência entre dois concretos de idades diferentes ocorre quando a superfície entre o concreto antigo e o concreto novo estiver suja, quando houver um espaço de tempo muito grande entre duas concretagens consecutivas e a superfície de contato (junta de concretagem) não tiver sido convenientemente preparada, ou quando surgirem trincas importantes no elemento estrutural.

A perda de aderência entre o concreto e o aço ocorre por causa de:

- corrosão do aço, com sua conseqüente expansão;
- corrosão do concreto, em função da deterioração por dissolução dos agentes ligantes;
- assentamento plástico do concreto;
- dilatação ou retração excessiva das armaduras, cuja principal causa são os incêndios (cargas cíclicas podem dar efeitos semelhantes);
- aplicação, nas barras de aço, de preparados inibidores da corrosão (perda parcial ou total de aderência, em casos extremos).

Relativamente a este último aspecto, objeto, aliás, do estudo de Moura (1992), cabe dizer que a aplicação, nas barras de aço, de preparados inibidores da corrosão, implica que a superfície do material aço tenha sido alterada e, em conseqüência, os materiais em contato não são mais o aço e o concreto, mas sim o concreto e o produto que reveste o aço. Este ponto também foi objeto de estudos de Cairns e Abdullah (1995), que chegaram, entre outras, às seguintes conclusões para o caso de barras de aço protegidas com epóxi:

- a perda da aderência por causa da utilização de preparados inibidores da corrosão depende da geometria das nervuras das barras;



- a menos que sejam impostas limitações quanto à utilização de preparados inibidores da corrosão em função da geometria das nervuras das barras, devem-se aumentar os comprimentos de ancoragem em cerca de 20% sobre os valores atualmente adotados.

Já no caso dos incêndios, o conjunto armaduras-concreto é enfraquecido por causa da dilatação da estrutura, com a elevação da temperatura, e de sua retração durante o processo de resfriamento, às vezes brusco. Como o coeficiente de dilatação térmica do aço é muito maior que o do concreto, ocorre o deslocamento entre os dois materiais, com destruição da aderência. O comportamento das barras de aço embebidas em concreto é descrito, do ponto de vista da aderência, por diagramas relacionando tensões de aderência, referidas a um dado comprimento de barra envolvido, com os deslocamentos deste comprimento em relação ao concreto, como esquematizado na Figura 1.52.

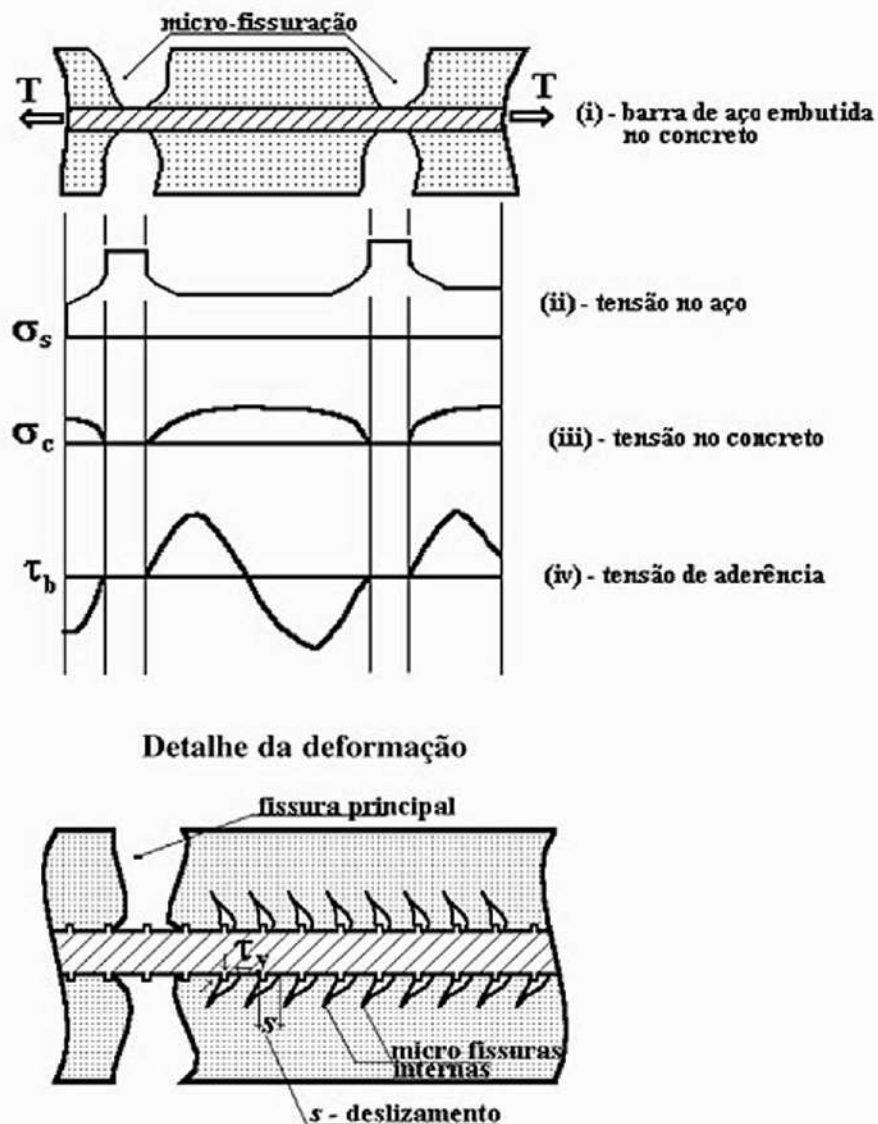


Figura 1.52 - Interação tensional entre uma barra de aço e o meio de concreto que a envolve

Sob ações repetidas e alternadas, verifica-se que há diminuição das tensões de aderência com o aumento do número de ciclos de carga, e que os escorregamentos também aumentam com o número de ciclos. A continuidade do processo pode levar à perda total de aderência entre o concreto e o aço.

### 1.3.3.5 Desgaste do concreto

O desgaste das superfícies dos elementos de concreto pode ocorrer devido ao atrito, à abrasão e à percussão.



**Fotografia 1.9** - Desgaste do concreto por abrasão

A ação abrasiva pode ser devida à atuação de diversos agentes, sendo os mais comuns o ar e a água, que carregam partículas que provocam a abrasão, os veículos que passam sobre pistas de rolamento, o impacto das ondas, etc. A ação das partículas carregadas pela água em movimento e pelo ar geralmente ocasiona a erosão, cuja intensidade dependerá da quantidade, da forma, do tamanho e da dureza das partículas em suspensão, da velocidade e do turbilhonamento da água ou do ar, bem como da qualidade do concreto da estrutura atacada.

Um outro tipo de desgaste que pode ocorrer em estruturas de concreto é a cavitação, que consiste na formação de pequenas cavidades, pela ação de águas correntes, resultantes de vazios que se formam e desaparecem quando a água está se movimentando em velocidade elevada. De acordo com Neville (1982), “a superfície de um concreto atingido pela cavitação se mostra irregular, riscada e cheia de cavidades, o que contrasta com a superfície lisa dos concretos erodidos por sólidos transportados pela água”.

### 1.3.4 DIAGNÓSTICO

Ao se verificar que uma estrutura de concreto armado ou protendido está “doente”, isto é, que apresenta problemas patológicos, torna-se necessário efetuar uma vistoria detalhada e cuidadosamente planejada para que se possa determinar as reais condições da estrutura, de forma a avaliar as anomalias existentes, suas causas, providências a serem tomadas e os métodos a serem adotados para a recuperação ou o reforço.

As providências a adotar, e mesmo os limites a seguir quanto à avaliação da periculosidade de determinados mecanismos de deterioração, podem e devem observar a importância das estruturas em termos de

resistência e durabilidade, assim como, muito particularmente, a agressividade ambiental. O quadro 1.7 apresenta a metodologia genérica para a inspeção de estruturas convencionais, dividida em três etapas básicas: levantamento dos dados, análise e diagnóstico.

A etapa do levantamento dos dados é extremamente delicada e deve ser feita por engenheiro experiente, especialista em Patologia das Estruturas, que seja capaz de caracterizar com o máximo rigor a necessidade ou não de adoção de medidas especiais.

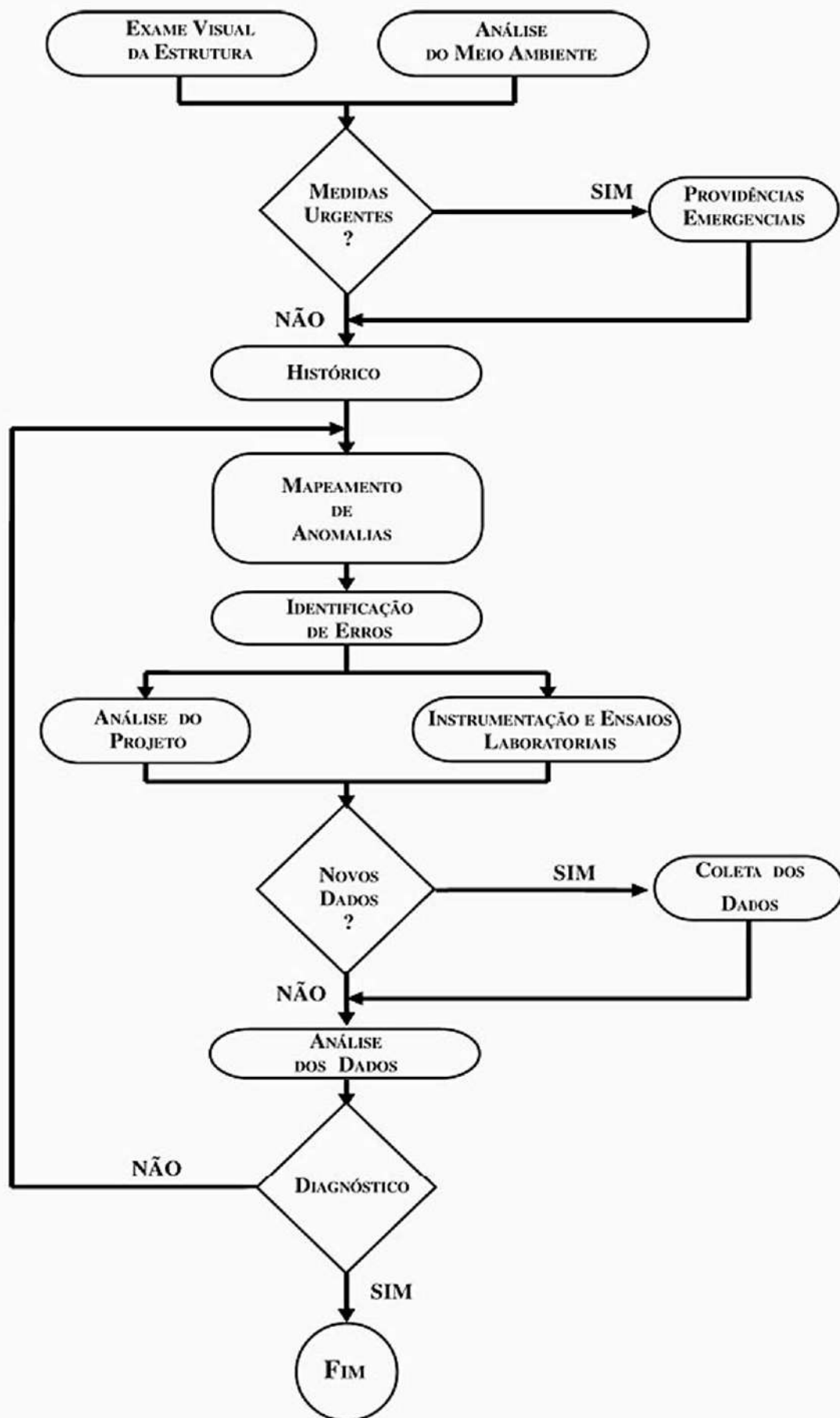
Esta é a etapa que fornecerá os subsídios necessários para que a análise possa ser feita corretamente, e compreende os seguintes passos:

- i) classificação analítica do meio ambiente, em particular da agressividade à estrutura em questão;
- ii) levantamento visual e medições expeditas da estrutura – consiste na observação normal, com anotações, e medições nos principais elementos;
- iii) estimativa das possíveis conseqüências dos danos e, caso necessário, tomada de medidas de emergência, tais como o escoramento de parte ou do todo da estrutura, alívio do carregamento, instalação de instrumentos para medidas de deformações e recalque e interdição da estrutura;
- iv) levantamento detalhado dos sintomas patológicos, inclusive com documentação fotográfica, medidas de deformações (se necessário, com aparelhos topográficos), avaliação da presença de cloretos ou de outros agentes agressores, de carbonatação, medidas de trincas e fissuras (posição, extensão, abertura), medidas de perda de seção em barras de aço, etc.;
- v) identificação de erros quanto à concepção da estrutura (projeto), à sua execução, ou ainda quanto à sua utilização e manutenção;
- vi) análise do projeto original e dos projetos de modificações e ampliações, caso existam, de forma a se poder determinar possíveis deficiências na concepção ou no dimensionamento dos elementos estruturais danificados;
- vii) instrumentação da estrutura e realização de ensaios especiais, inclusive em laboratório, compreendendo:
  - tipologia e intensidade dos sistemas de deterioração e dos agentes agressores;
  - medições: geometria, nível, prumo e excentricidades; mapeamento das fissuras; determinação de flechas residuais; evolução da abertura de fissuras e de deformações, etc.;
  - estudos e ensaios: verificação dimensional dos elementos (seção transversal do concreto; armaduras; cobrimento, etc.); investigação geotécnica; avaliação da resistência do concreto e das características do aço; etc.

A segunda etapa, análise dos dados, deverá conduzir o analista a um perfeito entendimento do comportamento da estrutura e de como surgiram e se desenvolveram os sintomas patológicos.

Esta análise deverá ser feita de forma pormenorizada, para evitar que as anomalias mais graves não sejam detectadas por estarem ocultas por anomalias superficiais, assim como se deve verificar atentamente se não houve mais do que um fator gerador do sintoma patológico que está sendo analisado.





Quadro 1.7 - Fluxograma genérico para a diagnose de uma estrutura convencional

A última etapa, o diagnóstico, só poderá ser efetuada após a conclusão das etapas de levantamento e de análise. Frequentemente ocorre ter-se que retornar à primeira etapa, pois só após algumas tentativas de diagnóstico é que se consegue saber da necessidade de coleta e análise de novos elementos. O diagnóstico, dependendo de uma série de fatores (econômicos, técnicos, de segurança e de conforto), poderá levar o analista a conclusões diversas, inclusive, em casos extremos, a recomendar a utilização condicionada ou mesmo a demolição da estrutura, já que o binômio custo-benefício pode indicar a inviabilidade de se efetuar a recuperação ou o reforço, em virtude da extensão dos danos e do alto custo envolvido.





# MATERIAIS UTILIZADOS NA RECUPERAÇÃO E NO REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO\*

## 2.1 INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foi estudada a Patologia das Estruturas, sendo então analisadas as causas dos diversos problemas que uma estrutura de concreto pode apresentar, a forma como estes problemas se manifestam e a metodologia geral a ser seguida para a elaboração do diagnóstico de uma estrutura “doente”.

No presente capítulo, e antes de serem abordadas as técnicas e os procedimentos para trabalhos de recuperação e de reforço de estruturas de concreto, o que será feito nos dois capítulos seguintes, faz-se necessário estudar, ainda que de forma sucinta, os materiais existentes no mercado que são normalmente empregados em trabalhos dessa natureza, pois apenas com o perfeito conhecimento dos materiais poderá o analista utilizá-los de forma adequada.

Dentre os materiais usados nos serviços de reforço ou de recuperação estrutural, o maior destaque vai, justamente, para os concretos e argamassas, já que, se fossem bem projetadas e convenientemente executadas, as estruturas de concreto, na sua grande maioria, seriam sãs, e, se não o são, não é por deficiência básica dos materiais que a constituem, passíveis apenas de envelhecimento próprio. Assim, um bom princípio, coerente em termos de qualidade e economia, será o de repor concreto são onde era suposto que este assim existisse.

Para abordar concretos e argamassas como materiais de recuperação, deve-se também estudar os seus componentes, talvez com enfoque algo diferente do tradicional, qual seja, o da maior exploração das várias vantagens dos mesmos, o que deve ser feito de forma consciente e específica para cada caso, considerando sempre a constante minimização dos riscos com a utilização destes materiais.

Em continuidade, caberá o desenvolvimento do estudo dos polímeros, materiais utilizados na ligação entre concretos de idades diferentes, ou entre o aço e o concreto, assim como a abordagem dos materiais elaborados, e, por fim, dos materiais pré-fabricados.

## 2.2 MATERIAIS CONSTITUINTES DOS CONCRETOS E ARGAMASSAS

### 2.2.1 CIMENTOS

#### 2.2.1.1 Tipos de cimento

No Brasil, assim como na maioria dos países com produção significativa, são fabricados diversos tipos de cimento, que correspondem à maior ou menor exaltação das propriedades dos seus principais componentes e resultam no desenvolvimento de variadas características mecânicas, físicas e químicas.

---

\* Colaboraram neste Capítulo: KATIA DIAS GUIMARÃES e ARJUNA SIERRA

A escolha do tipo de cimento mais adequado a uma determinada obra ou serviço a executar requer o bom conhecimento das características dos diversos tipos disponíveis no mercado.

A execução de trabalhos de recuperação e reforço de estruturas não só segue esta regra como deve, inclusive, ditar as leis neste campo, por serem trabalhos corretivos. Aspectos como a durabilidade dos serviços de recuperação ou reforço executados, por exemplo, revestem-se de rigores ainda maiores do que os seguidos para os casos de construções originais.

Assim, a análise da durabilidade como função da resistência mecânica, da estabilidade dimensional e da resistência química do concreto, implica perfeito conhecimento destas suas características, que, por sua vez, são grandemente dependentes das características de seu principal componente, o cimento.

A estabilidade dimensional do concreto, ou seja, os fenômenos de expansão, retração e fissuração, e a resistência química do concreto, isto é, sua capacidade de resistir aos diversos agentes químicos (água do mar, salinidade do ar, poluição atmosférica, etc.), estão intimamente ligados às características físicas e químicas do cimento, tais como finura, expansibilidade, composição potencial, presença de cal livre, de óxido de magnésio, etc., e não à sua resistência mecânica.

Os tipos de cimento atualmente produzidos no Brasil são o cimento Portland comum, cimento Portland comum com adições, cimento Portland de alto-forno, cimento Portland composto, cimento Portland pozolânico e cimento Portland de alta resistência inicial. Dentro destas categorias, são fabricados ainda cimentos resistentes a sulfatos.

O Quadro 2.1 apresenta resumo relacionando os diversos tipos de cimento brasileiros e as normas que os especificam, e o Quadro 2.2 os teores dos componentes dos diversos tipos de cimento Portland..

Designações	Classes	Norma ABNT
Cimento Portland comum	CP I-25 CP I-32 CP I-40	NBR - 5732
Cimento Portland comum (com adições)	CP I-S-25 CP I-S-32 CP I-S-40	NBR - 5732
Cimento Portland composto (com escória)	CP II-E-25 CP II-E-32 CP II-E-40	NBR - 11578
Cimento Portland composto (com pozolana)	CP II-Z-25 CP II-Z-32 CP II-Z-40	NBR - 11578
Cimento Portland composto (com filer)	CP II-F-25 CP II-F-32 CP II-F-40	NBR - 11578
Cimento Portland de alto-forno	CP III-25 CP III-32 CP III-40	N.B.R. - 5735
Cimento Portland pozolânico	CP IV-25 CP IV-32	N.B.R. - 5736
Cimento Portland de alta resistência inicial	CP V-ARI	N.B.R. - 5733

**Quadro 2.1** - Quadro com os tipos de cimentos Portland fabricados no Brasil

Siglas	Classes de resistência	Componentes (% em massa)			
		Clínquer + sulfato de cálcio	Escória de alto-forno	Material pozolânico	Material carbônico
CP I	25-32-40	100	-	-	-
CP I-S	25-32-40	99-95	1-5	1-5	1-5
CP II-E	25-32-40	94-56	6-34	-	0-10
CP II-Z	25-32-40	94-76	-	6-14	0-10
CP II-F	25-32-40	94-90	-	-	0-10
CP III	25-32-40	65-25	35-70	-	0-5
CP IV	25-32	85-45	-	15-50	0-5
CP V-ARI	-	100-95	-	-	0-5

**Quadro 2.2** - Quadro com os teores dos componentes de cimentos Portland

### 2.2.1.2 Cimentos Portland comuns, especiais e compostos

Os cimentos tipo Portland são obtidos através da calcinação, a temperaturas próximas dos 1.500 °C, de uma mistura bem proporcionada de calcário (carbonato de cálcio) e argilas (silicatos de alumínio e ferro), assim como de uma certa quantidade de gipsita (gesso com grau de finura elevado), material controlador da pega, e, eventualmente, de substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro.

Estas matérias-primas, sob tão elevada temperatura, reagem entre si, e os produtos da reação, ao serem resfriados, aglomeram-se em pedaços de dimensões variáveis, geralmente entre 2 mm e 20 mm, aglomeração que se chama clínquer. A moagem do clínquer Portland dá origem ao cimento Portland.

A composição potencial do cimento é obtida a partir de sua análise química, isto é, da determinação das quantidades relativas dos silicatos e dos aluminatos que se formaram durante a produção do clínquer, sendo as suas proporções o fator determinante de várias das propriedades do cimento, como, por exemplo, a resistência à compressão, calor de hidratação, resistência química, permeabilidade, porosidade, etc.

Os principais compostos do cimento, cujas proporções são obtidas através da análise química, são mostrados no Quadro 2.3.

Compostos	Notações Químicas dos Cimentos	Notações Químicas Condensadas
Silicato Tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_3 \text{S}$
Silicato Bicálcico	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_2 \text{S}$
Aluminato Tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3 \text{A}$
Ferro-Aluminato Tetracálcico	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4 \text{AF}$
Gipsita	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}_5 \text{H}_2$

**Quadro 2.3** - Quadro relativo aos principais compostos do cimento

Além destes, que são os constituintes principais do cimento, estão também presentes os constituintes menores, tais como os álcalis ( $\text{Na}_2\text{O}$ ;  $\text{K}_2\text{O}$ ), que se apresentam na forma de sulfatos, o óxido de magnésio ( $\text{MgO}$ ), a cal livre ( $\text{CaO}$ ) e outros.



### 2.2.1.3 Propriedades dos compostos do cimento Portland

#### a) Silicato tricálcico ( $C_3S$ )

Ambos os silicatos,  $C_3S$  e  $C_2S$ , são constituintes fundamentais do cimento Portland, por serem eles os responsáveis pela resistência mecânica da pasta.

O silicato tricálcico, cuja hidratação se prolonga por alguns anos, apresenta, no entanto, um grau de hidratação bastante elevado já nas primeiras idades, sendo, por isto, o constituinte principal responsável pelas resistências iniciais do concreto.

Este silicato, embora não seja o componente a liberar o maior calor de hidratação, desprende uma quantidade elevada de calor, principalmente nas primeiras idades do concreto (120 cal/g). Além disto, o silicato tricálcico também libera grande quantidade de portlandita (hidróxido de cálcio -  $Ca(OH)_2$ ) durante a hidratação, a qual pode ser facilmente removida da massa de concreto solidificado por ação, por exemplo, de águas percolantes, enfraquecendo o concreto. Some-se a esta conseqüência o fato de o  $Ca(OH)_2$ , quando na presença de sulfatos e de umidade, poder reagir com outros compostos do cimento, dando origem a compostos expansíveis que poderão fissurar o elemento estrutural.

#### b) Silicato bicálcico ( $C_2S$ )

Muito embora a contribuição do silicato bicálcico na formação da resistência mecânica do cimento também seja grande, o desenvolvimento desta resistência se dá de forma mais lenta do que para o  $C_3S$ , não tendo então este componente o mesmo nível de importância que o silicato tricálcico nas primeiras idades do concreto. Por outro lado, o calor liberado durante a hidratação do  $C_2S$  é significativamente menor do que o do  $C_3S$  (para o  $C_2S$  é de 62 cal/g), principalmente nas primeiras idades, e a quantidade de portlandita que este componente libera durante a hidratação é um terço da quantidade liberada na hidratação do  $C_3S$ , apesar dos silicatos hidratados formados serem os mesmos.

#### c) Aluminato tricálcico ( $C_3A$ )

Este é o componente que mais rápido se hidrata, e também o que libera maior calor de hidratação (207 cal/g), principalmente nas primeiras idades. Por outro lado, dá uma contribuição muito pequena para a resistência mecânica da pasta.

Para que se consiga reduzir a velocidade de hidratação do  $C_3A$  é que se adiciona a gipsita ao cimento, o que faz com que este processo acabe também por ser o elemento controlador da velocidade de pega do concreto, já que a gipsita reage com o aluminato tricálcico, formando sulfaluminatos de cálcio.

Em geral, o teor de gipsita é relativamente pequeno, e nem todo o  $C_3A$  existente no cimento se transforma, nas primeiras horas, em sulfaluminatos. Se no concreto endurecido houver aluminato ou monosulfaluminato hidratado, estes, em presença de hidróxidos de cálcio, da umidade e de fosfatos, provenientes de solos gessíferos, água do mar ou efluentes industriais, poderão reagir, dando origem ao trissulfaluminato (etringite), que é expansivo e pode, por isto, causar a fissuração do concreto.

#### d) Ferro-aluminato tetracálcico ( $C_4AF$ )

Este é um componente que praticamente não contribui para a resistência mecânica do cimento, tem calor de hidratação entre o do  $C_3S$  e o do  $C_2S$  (é de 100 cal/g), e apresenta boa estabilidade química.

#### e) Componentes secundários: MgO, CaO e álcalis

O óxido de magnésio presente no cimento poderá ser expansivo quando estiver na forma de pericálcio, que se hidrata muito lentamente, após o endurecimento do cimento, aumentando de volume e, como consequência, possibilitando, em função de sua proporção, o surgimento de fissuras no concreto.

A existência de cal livre (CaO) no cimento é devida a problemas oriundos da fabricação do clínquer ou da hidratação do cimento. Este é um composto indesejável, pois sua hidratação é fortemente expansiva, sendo também causador de fissuras nos elementos estruturais. Além disto, assim como a cal liberada na hidratação do  $C_3S$  e do  $C_2S$ , a cal livre hidratada também pode ser solubilizada por águas pouco ácidas, reduzindo assim a resistência do concreto.

Já os álcalis, como comentado no Capítulo 1, constituem problema quando se trabalha com agregados reativos, isto é, agregados que possuam sílica capaz de reagir com os álcalis dos cimentos, dando origem a compostos expansivos. Além disto, são também constituintes lixiviantes da pasta endurecida.

#### 2.2.1.4 Características gerais dos diversos tipos de cimento

##### a) cimento Portland comum (CP I / CP I-S)

O cimento Portland comum é um cimento de uso geral, que pode ser empregado sempre que não sejam exigidas propriedades especiais, como resistência elevada a agentes agressivos, desprendimento moderado de calor, etc. É classificado em CP I-25, CP I-32 e CP I-40, conforme a resistência (em MPa), alcançada aos 28 dias, por corpos-de-prova moldados e rompidos pelo método MB-1 (NBR - 7215) - Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão - Método de ensaio.

##### b) cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI)

Como o próprio nome diz, trata-se do aglomerante hidráulico que atende à exigência de alta resistência inicial. Esta característica é obtida de uma das maneiras a seguir descritas:

- por alteração da composição química, com o aumento da percentagem de  $C_3S$  (componente responsável pelas resistências iniciais do concreto);
- pelo prolongamento do tempo de cozedura, com maior permanência da matéria-prima no forno e a uma temperatura ligeiramente mais alta;
- pela mais intensa moagem do clínquer, o que implica maior finura do produto final. Este último procedimento é mesmo o mais importante e pode, inclusive, dispensar os outros dois.

Como este cimento desprende maior calor de hidratação do que o cimento Portland comum, o concreto fica mais fissurável. Por outro lado, devido ao maior teor de  $Ca(OH)_2$ , um concreto que utilize o cimento CP V-ARI é, em tese, menos durável do que aquele em cuja composição é utilizado o cimento Portland comum.

Recomenda-se o recurso à utilização do cimento CP V-ARI nos casos em que for necessário desformar a peça rapidamente, ou fazê-la entrar logo em serviço, quer por razões econômicas, quer por questões emergenciais, casos em que é necessário conseguir uma resistência elevada em pouco tempo.

### c) cimento Portland de alto-forno (CP III)

É um cimento resultante da mistura de clínquer de cimento Portland comum com escória de alto-forno, através da moagem conjunta.

Este tipo de cimento apresenta uma série de vantagens sobre o cimento Portland comum, como um desprendimento mais lento de calor de hidratação, maior resistência a sulfatos, etc. Estas vantagens, no entanto, só se fazem notar quando o percentual de substituição de cimento por escória é superior a 40%.

Tais características tornam este cimento mais apropriado em casos como os de concretagem de peças de grandes dimensões, nas quais pode haver elevação de temperatura devido ao desprendimento de calor de hidratação a ponto de provocar fissuração, ou em elementos estruturais expostos à ação da água do mar ou de águas de efluentes sanitários. Por outro lado, em virtude da baixa atividade da escória este cimento pode apresentar um endurecimento mais lento do que os CPs, necessitando, por isto, de maior tempo de cura.

Especiais cuidados devem ser tomados com o índice de sulfetos, que merece ser limitado para impedir a liberação de hidrogênio que, introduzido na estrutura do aço, provoca a corrosão sob tensão, induzindo a ruptura do mesmo a ser frágil.

### d) cimentos Portland resistentes a sulfatos

São considerados resistentes a sulfatos os cimentos onde:

- i) o teor de  $C_3A$  do clínquer seja igual ou inferior a 8%, e cujo teor de adições carbonáticas seja igual ou inferior a 5% da massa do aglomerante total;
- ii) o teor de escória granulada de alto-forno (CP III) esteja entre 60% e 70%;
- iii) o teor de materiais pozolânicos (CP IV) esteja entre 25% e 40%;
- iv) tenham antecedentes com base em resultados de ensaios de longa duração, ou referências de obras que comprovadamente indiquem resistência a sulfatos.

As condições acima podem ocorrer isoladamente ou agrupadas.

### e) cimento Portland pozolânico (CP IV)

Os cimentos obtidos a partir da moagem, em conjunto, de clínquer de cimento Portland e de pozolana (num percentual variável de 15% a 50%) são chamados cimentos pozolânicos.

As pozolanas são materiais naturais ou artificiais, constituídos essencialmente por sílica e alumina, finamente divididos, que, quando em contato com hidróxido de cálcio e na presença de umidade, formam compostos aglomerantes análogos ao cimento Portland. As pozolanas naturais mais importantes são as cinzas vulcânicas, não encontradas no Brasil. As principais pozolanas artificiais são as cinzas volantes resultantes da combustão do carvão mineral em usinas termoelétricas, e argilas ou ainda folhelhos argilosos ativados por calcinação entre os 700 °C e os 900 °C. Os dois tipos são utilizados no Brasil.

Também são produtos artificiais com propriedades pozolânicas a sílica de fumo, que é obtida pela extração do silício a partir do quartzo, e a sílica proveniente da extração de minerais por tratamentos com ácidos.



O cimento pozolânico, devido à reação da pozolana com o hidróxido de cálcio liberado durante a hidratação do  $C_3S$  e do  $C_2S$ , apresenta uma resistência química maior, pois o hidróxido de cálcio, que é um composto facilmente solúvel, encontra-se combinado na forma de silicato de cálcio, de difícil solubilização.

O desenvolvimento da resistência do cimento pozolânico nas primeiras idades é menor do que no cimento Portland comum, mas a resistência final é, em geral, maior. Em consequência dessa reação mais lenta, o seu calor de hidratação é bastante inferior ao do cimento Portland comum (e ao de outros tipos de cimento), resultando daí ser este cimento muito adequado para a construção de estruturas maciças de concreto, como as barragens de gravidade, onde a resistência química e o baixo calor de hidratação são extremamente importantes.

#### 2.2.1.5 Os tipos de cimento e a deterioração precoce do concreto

De forma a que sejam diminuídos os riscos de que um concreto venha a se deteriorar precocemente, o cimento a ser utilizado em determinada obra ou serviço, ou em determinado elemento da estrutura, deve ser resistente ao agente agressor. Assim, deve-se observar pelo menos que:

- tratando-se de meio ambiente cujo principal agente agressor sejam os sulfatos, casos em que, em princípio, o componente do cimento mais passível de ataque é o aluminato tricálcico, deve-se preferencialmente empregar cimentos que apresentem baixo teor deste componente, de acordo com a seguinte ordem de prioridade:
  - cimento Portland de alto-forno com teor de escória superior a 60% ;
  - cimento Portland pozolânico com teor de pozolana entre 15% e 50%;
  - cimento Portland resistente a sulfatos;
  - cimento Portland com baixo teor de álcalis.
- no caso de se ter um meio ambiente cujo agente agressor sejam as águas puras, ácidas ou carbônicas, devem-se empregar, por ordem de prioridade, os seguintes cimentos:
  - cimento pozolânico, com teor de pozolana entre 15% e 50%;
  - cimento Portland de alto-forno com teor de escória superior a 60%;
  - cimento Portland com baixo teor de  $C_3S$ .
- quando o problema consiste na agressividade ao concreto por ação de sílica reativa (agregados deletérios), deve-se empregar, preferencialmente, os seguintes cimentos:
  - cimento Portland pozolânico com teor de pozolana entre 15% e 50%;
  - cimento Portland de alto-forno com teor de escória superior a 60%;
  - cimento Portland com baixo teor de álcalis ( $Na_2O$  e  $K_2O$ ).
- como se verá mais detalhadamente em 2.2.2, em função dos agregados a utilizar e das condições ambientais, de forma a inibir o desenvolvimento de reações expansivas, em muitos casos será recomendável a utilização de cimentos com baixos teores de álcalis.

- em obras em concreto armado ou em concreto protendido, é imprescindível limitar o teor de cloretos nos cimentos, por serem eles excelentes condutores de corrente elétrica, corrente esta gerada por pilhas de aeração ou por alcalinidades diferenciais, o que, com toda a certeza, virá a ocasionar a corrosão localizada das armaduras, no caso do concreto armado, ou a corrosão sob tensão, no caso dos fios e cordoalhas dos cabos de protensão.

Por outro lado, é necessário considerar os aspectos da contra-indicação de alguns tipos de cimentos, diante da atuação de determinados agentes agressores, como, por exemplo, no caso dos cimentos CPV-ARI em obras de grande volume de concreto, em que se afiguram como grandes as probabilidades de ocorrência de retrações significativas ou de hipersensibilidade à ação de gradientes térmicos, ou ainda no caso dos cimentos de alto forno, quando a concretagem ocorrer sob baixas temperaturas, ou em ambientes muito secos, ou mesmo quando for importante, sob o ponto de vista estético, manter-se uma mesma tonalidade do concreto.

### 2.2.2 AGREGADOS GRAÚDOS

Os agregados utilizados no concreto, seja do ponto de vista econômico ou do ponto de vista técnico, exercem influência sobre algumas características importantes, como a redução de retração, o aumento da resistência aos esforços mecânicos e outros.

De modo geral, os agregados são considerados inertes, mas, no entanto, possuem características físicas e químicas que intervêm no comportamento do concreto. Decorrente disto, só devem ser utilizados quando isentos de substâncias nocivas (torrões de argila, matérias contendo carbono, material pulverulento e impurezas orgânicas), tendo grãos resistentes e de preferência arredondados, pois a forma dos grãos facilita o adensamento do concreto.

Outro fator importante é o teor de umidade dos agregados, pois a quantidade de água conduzida ao concreto altera consideravelmente o fator água/cimento.

A composição granulométrica tem influência muito grande sobre a qualidade do concreto, especialmente sobre a compacidade e a resistência aos esforços mecânicos. Será também elemento primordial para a definição da trabalhabilidade e da uniformidade do concreto, sendo a graduação adequada um fator de redução da quantidade de pasta de cimento de que se necessita empregar para produzir um concreto de boa qualidade.

Os agregados a utilizar nos concretos para recuperação estrutural só atingem as dimensões usuais para as obras correntes nos casos de reparações em grandes áreas. Na maioria dos casos nos quais o que se pretende é a recomposição de seções degradadas, existirá limitação nas dimensões dos agregados, particularmente por três razões:

- limitações no equipamento de aplicação (caso típico do concreto projetado);
- limitações quanto à espessura da camada a aplicar;
- limitações quanto ao espaçamento entre as barras da armadura existente.

Uma questão a prevenir, pela gravidade dos danos que causa às estruturas, é a reação álcalis-agregados, que resulta da interação entre certos componentes de alguns tipos de agregados (sílica reativa) e os hidróxidos alcalinos (sódio e potássio) libertos pelo cimento durante sua hidratação, ou ainda, vindos ao concreto pela penetração de íons cloreto, por agressão ambiental.

Os fatores determinantes para ocorrência destas reações álcalis-agregados são não só a presença e o percentual de agregados reativos, e o tipo e a concentração de álcalis no cimento, mas também as condições ambientais de temperatura e, principalmente, de umidade.

Para prevenir estas reações e seus danosos efeitos expansivos no concreto, é necessário fazer-se uma avaliação consciente da probabilidade de sua ocorrência, em função da existência ou não dos fatores determinantes descritos, particularmente pela análise química dos agregados e do cimento. Por outro lado, deve-se proceder da mesma forma na prevenção às outras reações expansivas conhecidas, quais sejam, a álcalis-dolomita e a de rochas caulinizadas e de feldspato calcossódico com sulfatos.

Assim, os agregados graúdos devem ser, obrigatoriamente, provenientes de rochas inertes, a não ser no caso de agregados “artificiais”, ou seja, produzidos industrialmente, como alguns agregados leves, mas que também devem ser inertes, não apresentando atividade quando misturados ao cimento e sendo inalteráveis ao ar, à água e a variações de temperatura. Não podem ser utilizados na confecção de concretos os calcários fracos, os feldspatos e os xistos. Além disto, estes agregados não devem, de maneira geral, ser muito porosos, não podendo absorver mais do que 10% do seu volume em água.

### 2.2.3 AGREGADOS MIÚDOS

Na fabricação do concreto poderão ser empregados agregados miúdos oriundos de jazidas naturais (areias e cascalhos), assim como escórias siderúrgicas e outros produtos cujo emprego tenha sido aprovado pela prática ou, preferencialmente, que a sua adequabilidade tenha sido demonstrada em laboratório.

Os agregados miúdos devem ser isentos de limos e de outras matérias orgânicas, assim como de argilas e siltes, que diminuem a aderência à pasta de cimento ou que prejudicam o endurecimento do concreto. Pelas mesmas razões apontadas em relação aos agregados graúdos, a granulometria dos agregados miúdos tem influência muito grande na qualidade do concreto. Quanto à densidade, pode-se dizer, de maneira geral, que a medida da densidade de um agregado miúdo é a medida da sua qualidade: densidade baixa indica que o agregado é poroso e pouco resistente.

A compactação do agregado miúdo é a relação entre o volume real e o volume aparente. Um concreto será tanto mais resistente quanto maior for a compactação do agregado miúdo empregado em sua fabricação (quanto maior a compactação, menor o volume de vazios, e, por conseguinte, menor também a quantidade da pasta de cimento requerida). Por outro lado, a durabilidade, ou a saúde do concreto, será tanto maior quanto maior for a sua compactação.

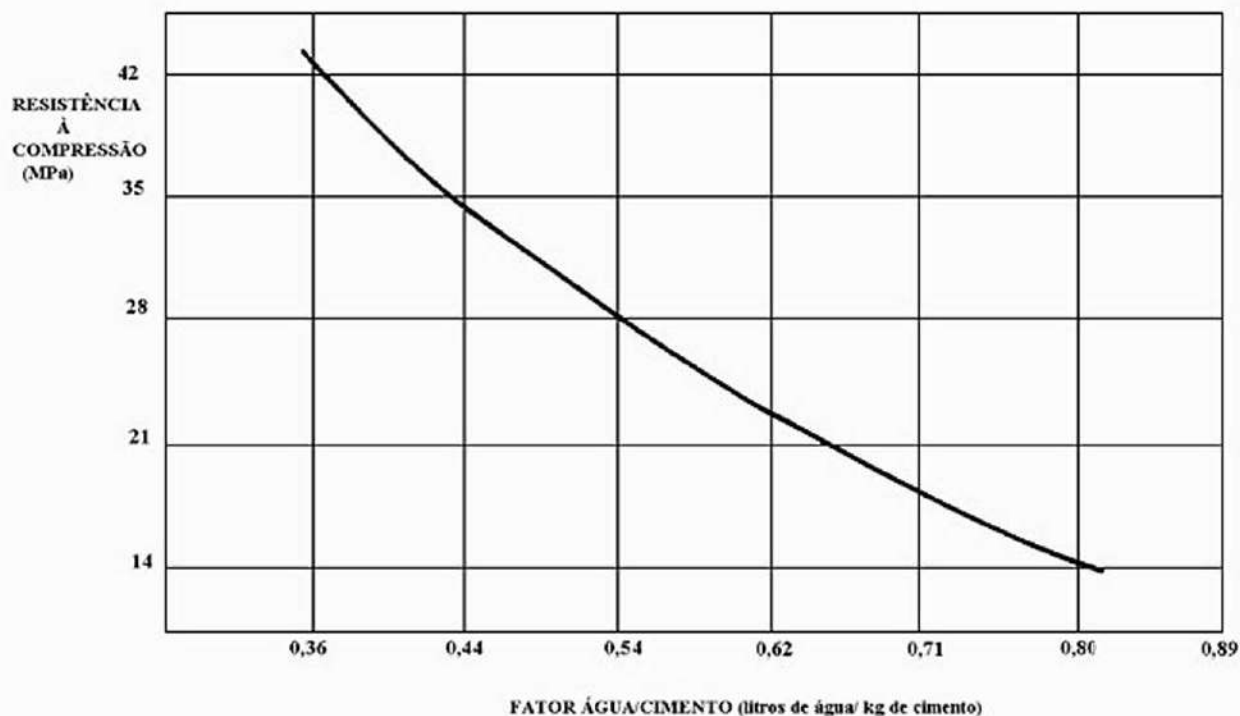
Tal como para os agregados graúdos, também para os agregados miúdos devem ser tomadas precauções para prevenir contra a ocorrência de reações expansivas que possam vir a afetar o concreto, cuidados esses que devem incidir na escolha adequada do tipo de cimento e na análise química dos agregados. Particular atenção deve ser dada, neste aspecto, à questão da presença de sílica reativa nas areias.

As areias do mar podem ser usadas para concretos não armados e de baixa responsabilidade, desde que não contenham cascas de ostras (calcários) e estejam limpas. Eventualmente, os sais que elas contêm podem provocar eflorescências, mas estas são de menor importância. No entanto, não se deve esquecer que a ação do sal marinho pode modificar o tempo de pega e a velocidade de endurecimento do concreto.



## 2.2.4 ÁGUA

A água de mistura do concreto é, possivelmente, o seu componente menos dispendioso, mas também é, seguramente, um dos mais importantes. É a quantidade de água utilizada (fator água/cimento) que determina a resistência final do concreto, como pode ser visto na Figura 2.1, e, do ponto de vista estrutural, a estrutura pode desenvolver sintomas patológicos graves caso sejam empregadas águas não potáveis ou com forte presença de cloretos, que podem contribuir significativamente para a instalação e o desenvolvimento do processo de corrosão das armaduras.



**Figura 2.1** - Involução da resistência à compressão do concreto, expressa em MPa, com o aumento do fator água-cimento (I.P.R. - 1990)

Desta forma, a água a utilizar na mistura do concreto deve ser potável (ou, se não o for, não ter cheiro, nem sabor), não devendo conter matérias em suspensão, impurezas químicas (cloretos e sulfatos) e resíduos industriais, especialmente os hidratos de carbono (açúcares) que, mesmo em pequenas quantidades, podem retardar em muito e até mesmo impedir a pega do concreto.

A água do mar não é recomendada para utilização no concreto, pelos efeitos que pode causar, mas pode ser empregada, quando não houver outra disponível, para os concretos não armados, de cimento Portland, desde que tenha seus teores de álcalis limitados a um mínimo. Os mesmos critérios devem ser adotados com relação à água utilizada na cura do concreto, já que esta participa ativamente do processo de endurecimento, especialmente no caso de altas temperaturas ambientes.

A influência da água na alteração das propriedades do concreto acontece através das substâncias nela dissolvidas ou em suspensão (argila, silte). Nestes casos, se a quantidade for elevada, poderá acontecer o impedimento da cristalização dos produtos da reação do cimento com a água, com a conseqüente perda de coesão do produto.

Quanto às partículas dissolvidas, três cenários serão previsíveis:

- presença de íons que se combinem com o cálcio do cimento, retardando ou mesmo impedindo a pega e o endurecimento do concreto, como no caso das águas magnesianas;
- presença de íons alcalis ou sulfatos, que podem exercer sua ação sobre o cimento ou agregados, levando a reações expansivas;
- presença de íons capazes de promover a corrosão das armaduras, tais como cloretos, sulfetos, amônio e nitratos.

Assim, tanto a água para mistura, quanto a para cura, precisam atender a limitações em matéria de íons perigosos, devendo ser obrigatoriamente submetida a análises químicas.

### 2.2.5 ADITIVOS

De acordo com J. Calleja, como referido por Cánovas (1984), os aditivos “são produtos que, acrescentados aos aglomerantes no momento de sua elaboração, e em condições adequadas, nas formas convenientes e nas doses precisas, têm por finalidade modificar ou implementar, em sentido positivo e em caráter permanente, certas propriedades do conglomerado, para seu melhor comportamento em todos ou em algum aspecto, tanto no estado fresco como endurecido”.

Como normas gerais para o emprego de aditivos na confecção de concretos, temos:

- i) sempre que possível, deve-se evitar o emprego de aditivos, procurando obter, sem este recurso, um concreto com as propriedades desejadas;
- ii) quando houver a necessidade inevitável de se utilizar aditivos, por quaisquer circunstâncias particulares, deverão ser realizados, previamente, os ensaios necessários, sendo efetuado rigoroso controle na sua dosagem, de forma a não existir nenhuma incompatibilidade entre os aditivos e o aglomerante empregado;
- iii) os aditivos não deverão ser utilizados para corrigir defeitos próprios do concreto, como seleção incorreta dos componentes, má dosagem, ou mesmo deficiente colocação em obra;
- iv) os aditivos devem ser protegidos de maneira adequada; assim, se estão em pó, devem ser conservados em lugares secos, evitando a possível formação de torrões por efeito da umidade, o que acarretaria alterações nas suas propriedades; se em estado líquido, devem ser protegidos do calor e agitados antes do seu emprego, para evitar que as sedimentações que porventura se tenham produzido tirem a sua uniformidade;
- v) devem ser tomadas precauções para que se tenha uma mistura uniforme do aditivo em toda a massa de concreto, já que a falta de homogeneidade poderá ocasionar efeitos indesejáveis;
- vi) o emprego de vários aditivos em um único traço de concreto pode provocar o aparecimento de problemas patológicos, devidos a uma possível incompatibilidade da mistura.

Em resumo, o controle de qualidade e os atestados de proveniência dos aditivos são elementos indispensáveis para que, ao invés de ajudar, não se esteja complicando a obtenção de um bom concreto. Neste particular, a escolha do aditivo adequado, a certeza de que o produto colocado na obra foi realmente o escolhido, a avaliação dos efeitos secundários deste produto e a competência na sua aplicação são providências necessárias e condicionantes à garantia de uma boa execução.

## 2.3 POLÍMEROS

Os polímeros são compostos formados por processo químico de associação molecular, produzido e controlado por catalisadores, responsáveis pelo início do processo, pelos inibidores, que controlam a velocidade do processo, impedindo a polimerização prematura durante o armazenamento do produto, e pelos aceleradores, que aceleram o processo.

A polimerização pode ocorrer em virtude da ação conjunta de um catalisador e do calor, pela ação de raios gama emitidos por cobalto 60, ou pela ação conjunta de um catalisador e um acelerador, a temperatura ambiente.

Os monômeros – e, claro, os polímeros – são usados no fabrico de concretos convencionais, por adição ao cimento e ao próprio concreto, quer durante a mistura, quer posteriormente. No caso de trabalhos de recuperação, os monômeros são utilizados na composição de ligantes estruturais e de produtos protetores das barras das armaduras. Os normalmente empregados em obras de recuperação ou de reforço de estruturas são:

- resinas poliéster-estireno;
- resinas de ésteres-vinílicas;
- resinas furânicas;
- resinas epoxídicas;
- resinas poliuretânicas;
- resinas polissulfídicas;
- resinas fenólicas;
- resinas orgânicas.

Destas, as mais utilizadas no Brasil são as resinas epoxídicas, derivadas do petróleo, resultantes da combinação da epocloridina e do bifenol. De acordo com as proporções utilizadas de cada um destes componentes, torna-se possível a obtenção de resinas com diferentes propriedades, principalmente no que diz respeito a densidade e peso molecular.

Para se conseguir a polimerização das resinas epoxídicas são utilizados catalisadores, em geral à base de aminas e poliaminas, ou poliamidas, à temperatura ambiente, produtos estes caracterizados por possuírem hidrogênios ativos em suas moléculas. Com isto obtêm-se produtos denominados de formulações epoxídicas, que são, em última análise, os produtos realmente úteis aos trabalhos de recuperação e de reforço de estruturas de concreto. De acordo com as proporções de resina e de endurecedor, e do tipo de endurecedor utilizado, obtém-se o produto mais apropriado para determinada aplicação.

As formulações epoxídicas utilizadas como ligantes são insensíveis à umidade, e são, por esta razão, utilizadas para combater a corrosão das barras das armaduras. Estas formulações têm boa aderência à maioria dos materiais, como concreto, argamassas e aço, mas não aderem a superfícies sujas de ceras, graxas ou óleos ou a materiais desagregados.



Uma propriedade importante das formulações epoxídicas é a ausência quase total de retração durante o processo de cura, o que garante a integridade da superfície de ligação. No entanto, têm o coeficiente de dilatação térmica bastante superior ao do concreto e, por isso, os serviços realizados em peças submetidas a variações acentuadas de temperatura podem estar sujeitos ao surgimento de fissuras e a deslocamentos relativos, provocados por incompatibilidade de deformações.

Um fator a ser considerado durante a aplicação das formulações epoxídicas é a temperatura ambiente. A utilização destes produtos a temperaturas inferiores a 10°C pode redundar em insucesso, porque o processo de polimerização pode não acontecer. Por outro lado, os reparos com este material são em geral ineficazes nos casos de peças sujeitas a temperaturas elevadas (acima de 50°C), pois o mesmo se torna plástico, perdendo a rigidez. Além disso, para temperaturas ambiente superiores a 30°C, a polimerização é sensivelmente acelerada e as formulações a empregar devem ser reestudadas e adequadas à situação, de forma a suportarem período de plasticidade (normalmente denominado de “pot-life”) suficiente para que seja possível completar convenientemente o serviço em questão (concretagem, por exemplo).

Dependendo da importância e do volume do reparo ou do reforço, devem ser executados, na obra, ensaios de endurecimento da formulação epoxídica que será empregada, para evitar surpresas desagradáveis.

As formulações epoxídicas podem, após a cura, ser rígidas ou flexíveis. Por isto, nas aplicações nas quais possam vir a surgir deformações diferenciais importantes entre a resina e o concreto, comprometedoras do serviço realizado, devem ser utilizadas resinas flexíveis, com capacidade para acomodar as deformações impostas e, desta forma, evitar o surgimento de fissuras ou os deslocamentos relativos.

## **2.4 MATERIAIS ELABORADOS**

### **2.4.1 DEFINIÇÃO**

Entende-se por materiais elaborados todos aqueles que necessitem ser preparados no local da obra, antes de sua aplicação, através da mistura de dois ou mais materiais simples ou elaborados, como, por exemplo, os que têm como base de sua confecção o cimento (material simples), denominados de materiais cimentícios, os que têm como base o concreto (material elaborado) ou o cimento e polímeros, os de concreto com microssílica, e os de concreto com fibras. A seguir, são apresentados alguns detalhes relacionados com a preparação destes materiais.

### **2.4.2 MATERIAIS CIMENTÍCIOS**

#### **2.4.2.1 Pasta ou argamassa de cimento injetável**

Pasta de cimento injetável é o material elaborado por mistura de cimento e água, normalmente utilizado para injeção em falhas na estrutura ou ancoragem de barras. Esta pasta deve ser homogênea, devendo adquirir, após elaborada, a consistência de uma tinta espessa. Em geral utiliza-se um fator água/cimento da ordem de 0,40, acrescentando-se aditivos plastificantes e expansores que lhe aumentam a fluidez, diminuem a segregação de água e ainda provocam expansão da massa, neutralizando, desta forma, a retração. Os agentes expansores mais utilizados são o ferro (finamente dividido, reagindo em presença de um álcali), o sulfaluminato de cálcio (pela criação de sólidos em adição ao original) e vários agentes geradores de gás, que provocam a expansão pela introdução de pequenas bolhas de gás na massa. Entre estes últimos, estão a água oxigenada, o ácido clorídrico, o carboneto de cálcio e os pós de magnésio,

zinco, e, principalmente, de alumínio, que libera bolhas de gás hidrogênio (neste caso, em particular, será necessária toda a atenção, posto que a utilização de pó de alumínio em obras de concreto protendido não deve ser permitida, já que provoca a corrosão, fragilizando o aço sob tensão).

Quando os espaços a serem preenchidos forem relativamente grandes, pode-se acrescentar areia fina à mistura, na proporção de 25% do peso do cimento, obtendo-se, então, uma argamassa de cimento e areia.

#### **2.4.2.2 Argamassa farofa**

A argamassa farofa, ou argamassa seca, é uma mistura de cimento Portland com areia fina, na proporção de uma parte de cimento para 2,5 a 3 partes de areia em peso, com o fator água/cimento compreendido entre os valores 0,33 e 0,40. A quantidade de água utilizada na mistura deve ser apenas a suficiente para que se possa formar, apertando com as mãos, mas sem muito esforço, uma bola do material, e a superfície desta bola não deve apresentar nenhum brilho, o que seria sinal de excesso de água.

Esta argamassa, bastante seca, como o próprio nome diz, é um material que também é utilizado para preencher cavidades na estrutura.

Por causa do baixo fator água/cimento, o fenômeno da retração é praticamente inexistente, e, além disto, sua resistência final também é bastante elevada.

#### **2.4.2.3 Concreto convencional**

O concreto convencional ainda é o material mais utilizado em serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto. Para os trabalhos serem executados com sucesso, a dosagem do concreto a ser aplicado deve ser feita tendo-se em mente que as diferenças de retração entre o concreto a aplicar e o concreto já existente na estrutura devem ser minimizadas. Se a peça a ser restaurada ou reforçada for bastante nova, não tendo ainda o seu concreto sofrido a maior parte da retração, o traço do concreto novo deve se aproximar o mais possível do traço do concreto antigo. Por outro lado, se a peça for antiga, o seu concreto já terá sofrido toda ou praticamente toda a sua retração, e, neste caso, o traço do concreto novo deve ser escolhido de modo a reduzir a sua retração ao mínimo. O meio mais eficaz para se alcançar tal objetivo é a redução do fator água/cimento, empregando-se aditivos plastificantes ou superplastificantes. Se possível, o concreto novo deve ser misturado e deixado em repouso por 30 a 60 minutos, de forma a diminuir a retração após o lançamento. Os traços muito ricos em cimento também devem ser evitados, pois apresentam grande retração.

Nos reparos em que o concreto novo é colocado em cavidades existentes no concreto antigo, a sua retração tende a criar fissuras na interface. Para evitar isto, utilizam-se aditivos expansores, os quais podem ser de dois tipos: os que liberam gases e os que são à base de limalha de ferro. Dentre os do primeiro tipo, o de uso mais corrente é o pó de alumínio, que produz hidrogênio que, por sua vez, provoca a expansão do concreto fresco, compensando assim a retração de pega do concreto. Os aditivos com limalha de ferro têm sua ação baseada na oxidação da limalha, o que provoca a sua expansão e, conseqüentemente, a expansão do concreto.

Além do problema de retração, a dosagem do concreto também deve levar em conta os requisitos quanto à resistência e à durabilidade. Por se estar tratando de concreto convencional como material de reparo, é fundamental que as especificações e as notas que vão constar dos desenhos de execução sejam mais

exaustivas, explicitando, além da resistência desejada, a composição do concreto, incluindo os aditivos a utilizar e os cuidados para a sua aplicação.

#### 2.4.2.4 Concreto projetável

Diz-se que um concreto é projetável quando o seu transporte da misturadora até o local de aplicação, é feito através de um tubo, sob impulsão de ar comprimido, a uma velocidade constante e elevada.

Há uma distinção clara entre o concreto projetável e o bombeável, não só na forma de transporte, mas também quanto ao propósito de utilização.

Quanto à forma de transporte, entenda-se que, no caso do concreto bombeável, o que se dá é um fluxo contínuo de concreto ao longo do condutor, enquanto que, no caso do concreto projetável, a mistura seca de cimento e agregados, ou mesmo o próprio concreto, é conduzida, sob pressão constante, a uma considerável velocidade dentro do tubo.

Relativamente ao propósito, enquanto o concreto bombeável tem por intuito ultrapassar regiões congestionadas da obra e fazer com que as concretagens sejam possíveis mesmo em locais de difícil acesso, sendo aí compactado convencionalmente, o concreto projetável tem por função maior possibilitar, pela própria velocidade de transporte, a compactação simultânea com a aplicação, desenvolvendo então um produto mais denso e, pela pressão de aplicação, mais apto a gerar grandes tensões de aderência, mesmo se aplicado de baixo para cima.

Isto dito, sobressaem-se as principais características do material concreto quando aplicado sob projeção: densidade (e, conseqüentemente, compacidade, impermeabilidade e baixa porosidade) e capacidade aderente (auto-sustentabilidade), dispensando o uso de fôrmas, características que, em conjunto, o indicam como material apropriado para recomposição de seções em um processo de recuperação.

O Brasil é, desde o final da década de 60, um dos maiores, se não o maior, utilizador de concreto projetado no mundo como material de recuperação estrutural, a par dos Estados Unidos, onde o material foi patenteado em 1908.

Há dois tipos clássicos de aplicação de concreto sob projeção, que diferenciam também o material em si, em cada caso:

- mistura seca, no caso em que a água só é adicionada no canhão de projeção após completado o transporte. Neste caso, além da adequada seleção do equipamento (os de câmara dupla são mais eficazes na garantia da homogeneidade de pressão), a experiência do operador que aplica o concreto é elemento fundamental na qualidade final do produto obtido, por ser ele o responsável pela regulação do fator A/C;
- mistura úmida, que, como o nome já diz, resulta no transporte do material bruto já hidratado.

A experiência consagrou, para a maioria das situações encontradas na recuperação estrutural, a mistura seca como a mais indicada, por ser o sistema em que se consegue a menor adição de água (apenas a necessária para a hidratação) e, conseqüentemente, chega-se à mínima retração e à máxima aderência ao substrato. A desvantagem que mais mobiliza críticas a este sistema é a importância da qualidade do operador, ou, por outras palavras, a alta sensibilidade à falha humana.





**Fotografia 2.1** - Concreto projetado via úmida

Nos últimos dez anos começou a ser utilizado, mas ainda sem muita frequência, um sistema misto, que consiste na introdução da água após a maior parte do transporte, mas em um ponto tal que a mistura, já hidratada, ainda percorra mais de um metro de mangueira, de forma a reduzir o ricochete dos agregados e a quantidade de poeira produzida na saída do canhão. A dosagem é variável, em função do tipo de mistura escolhido, mas, em princípio, o estudo da composição do concreto projetável deve ser feito de forma idêntica à do concreto convencional, com fator água-cimento limitado a 0,35, ou, no máximo, a 0,40.

Outro aspecto que chama a atenção é que, na maioria das situações e particularmente para as de mistura seca, há limitações na dimensão máxima do agregado, que deve ficar entre 10 e 12 mm, como forma de reduzir o desgaste do equipamento – mangotes, em particular –, fato que, por outro lado, tem um aspecto positivo, qual seja, o de ajudar na ultrapassagem dos espaços entre as barras da armadura existente, evitando a formação do efeito de parede. Quanto à resistência, é normal atingir-se a que se chegaria para concretos convencionais com a mesma dosagem de cimento. Já existem inclusive estudos e casos práticos de aplicação de concretos projetáveis de alta resistência.

## **2.4.3 MATERIAIS CONCRETO DE CIMENTO E POLÍMEROS**

### **2.4.3.1 Generalidades**

Os concretos e as argamassas de cimento Portland modificados com polímeros são materiais pré-misturados por adição de monômeros ou polímeros durante a fase de mistura dos materiais, sendo posteriormente o conjunto curado ou polimerizado. Estes materiais têm grande aplicabilidade em trabalhos de recuperação ou de reforço de estruturas de concreto, em que os fatores alta resistência mecânica e química e a rápida entrada em serviço sejam preponderantes. Além disto, são materiais de fácil preparação, pois são fabricados de maneira análoga ao concreto (ou argamassa) de cimento Portland comum. Estes materiais podem ser de diferentes tipos, tais como o concreto (ou argamassa) modificado com látex, o concreto (ou argamassa) modificado com epóxi, ou ainda modificado com resinas à base de P.V.A.

A grande maioria de produtos como estes, comercializados no nosso país, é apresentada sob a forma de emulsão de polímeros, que devem ser estáveis em meios com pH elevado. A ação do polímero só é sentida quando a emulsão é rompida por secagem, o que implica que o concreto em questão não deva ser curado em meio úmido.

As já referidas vantagens de aumento das resistências mecânicas e à abrasão e, principalmente, a resistência à adesão são mais sentidas quando o material é aplicado sob forma de camadas pouco espessas. Para a maioria destes materiais, a aderência em camadas delgadas é superior à aderência em massa.

### **2.4.3.2. Argamassas ou concretos modificados com epóxi**

Para a obtenção destes materiais, são misturados ainda na betoneira os ingredientes sólidos do concreto, acrescentando-se a seguir a resina, o catalisador e a água, separada ou simultaneamente. Regra geral, o fator água/cimento utilizado é da ordem de 0,30 e a relação epóxi/cimento fica em torno de 0,20.

Com isto, pela simples mistura, na massa do concreto, de uma resina epóxi apropriada, obtém-se um material de altas resistências mecânica e química com capacidade de aderência bastante melhorada em relação aos concretos comuns. Algumas das características mecânicas desses materiais estão apresentadas no Quadro 2.4.

Propriedades	Sistemas resinosos	Argamassas epoxídicas
Resistência à compressão	$f_{rs,c} \approx 50 \text{ a } 150 \text{ MPa}$	$f_{rm,c} \approx 0,75 f_{rs,c}$
Resistência à tração	$f_{rs,t} \approx f_{rs,c}$	$f_{rm,t} \approx 0,50 f_{rs,t}$
Resistência à tração em flexão	$f_{rs,m} \approx 0,50 f_{rs,c}$	$f_{rm,m} \approx 0,50 f_{rs,m}$
Módulo de elasticidade	variável, em função do tipo de resina, endurecedor, proporções entre estes, catalisador, etc... resinas injetáveis: $E \approx 1000 \text{ a } 2000 \text{ MPa}$ resinas de aplicação geral: $E \approx 2000 \text{ a } 4000 \text{ MPa}$	

**Quadro 2.4** - Características mecânicas típicas de sistemas de resinas epóxi e argamassas epoxídicas (1:6 em peso), carregadas com areia de quartzo (C.E.B., Manual nº 162, 1993)

#### 2.4.3.3 Argamassas ou concretos modificados com látex

Os látex de polímeros são, em geral, sistemas de copolímeros com dois ou mais monômeros, incluindo acetato de vinil, cloreto de vinil, estireno e butadieno. Quando acrescentados à mistura, eles alteram as propriedades das argamassas e dos concretos frescos ou endurecidos.

No concreto (ou argamassa) fresco, os látex de polímeros aumentam a fluidez da mistura, permitindo a redução da quantidade de água a empregar e diminuindo o fator água/cimento, além de retardar o início da pega e de serem agentes incorporadores de ar (deve-se inclusive utilizar um aditivo para evitar que a quantidade de ar incorporado seja excessiva). No concreto endurecido, os látex aumentam a resistência, a aderência e a impermeabilidade.

Os concretos modificados com látex são executados de maneira análoga aos concretos convencionais, necessitando de menor vibração.

#### 2.4.4 CONCRETOS COM SÍLICA ATIVA

A sílica ativa é um pó fino pulverizado de tom cinza, que atua no concreto alterando suas características tanto no estado fresco quanto no estado endurecido e sua ação está diretamente ligada às suas características pozolânicas, com teores de sílica amorfa,  $\text{SiO}_2$ , maior ou igual a 85% em sua composição, e de seu efeito microfiller, devido a partículas esféricas com diâmetro médio da ordem de 0,2  $\mu\text{m}$  que, além de preencherem os vazios, colaboram para maior reatividade do material.

Devido à forma das partículas e à sua extrema finura, a sílica ativa modifica várias propriedades do concreto. As adições de sílica ativa são feitas em quantidades que variam de 4% a 15% do peso do cimento, conforme a aplicação e o desempenho que se deseja do material concreto.

Comparados aos concretos comuns, os concretos com sílica ativa apresentam as seguintes vantagens:

- maiores resistências à compressão e à tração;



- menor permeabilidade, porosidade e absorvidade;
- maiores resistências à abrasão e à erosão;
- maior resistência a ataques químicos, como de sulfatos e de cloretos;
- maior aderência concreto novo – concreto velho;
- menor índice de reflexão no concreto projetado.

Quanto à forma de utilização, a sílica ativa pode já vir condicionada ao cimento ou ser empregada diretamente na mistura do concreto, sob a forma de lama ou “in natura” (pó). Para seu melhor desempenho é necessária a utilização de aditivos fluidificantes ou plastificantes.

Os concretos com sílica ativa apresentam pH inferior ao do concreto comum, sendo, por isto, mais sensíveis aos efeitos da carbonatação e menos trabalháveis. Este material tem sido utilizado também, e com muito sucesso, nas misturas para aplicação por projeção e, principalmente, nos concretos de alta resistência.

#### 2.4.5 CONCRETOS COM FIBRAS

Concretos com fibras são materiais resultantes da mistura do concreto comum com fibras descontínuas, geralmente esparsas na massa do concreto, sendo também denominados de concretos reforçados com fibras. As fibras mais correntemente utilizadas têm sido as fibras de aço, de vidro e de polímeros orgânicos, mas as vegetais, como a juta e o sisal, também podem ser usadas.

As fibras, normalmente apresentadas em várias formas e tamanhos, têm o comprimento e o diâmetro em geral limitados a 50 mm e 0,5 mm, respectivamente, e funcionam na massa do concreto como se fossem armaduras difusas. Como se sabe, embora o concreto simples seja um material que tenha excelente resistência à compressão, ele apresenta resistência à tração e respectivo alongamento de ruptura muito pequenos, sendo estas deficiências normalmente controladas com a utilização de armaduras.

As armaduras convencionais em barras, fios ou cabos, são colocadas em locais apropriadamente escolhidos nas peças estruturais, principalmente nas regiões tracionadas, e são detalhadas de forma contínua e linear nas peças de concreto. As fibras, ou armaduras de fibras, ao contrário, são descontínuas e distribuídas na massa de concreto, constituindo-se em uma armadura difusa. No entanto, as fibras não têm como objetivo substituir as armaduras de barras, mas sim complementá-las, simplesmente por melhorar algumas das propriedades do concreto, nomeadamente a resistência e o alongamento de ruptura à tração.

As fibras de vidro são utilizadas em concretos associadas a uma matriz de resina poliéster, sendo individualmente muito usadas em diversos produtos industriais, como carrocerias de veículos, barcos, piscinas, reservatórios, etc.

As fibras de vidro disponíveis industrialmente são constituídas por filamentos de diâmetros de 5 a 15  $\mu$ , reunidas em grupos de 200 a 400 filamentos, formando cordoalhas. Essas cordoalhas, por sua vez, podem ser cortadas em vários comprimentos, ou então podem ser combinadas, formando um tecido, sendo a opção mais conveniente a adotar dependente do propósito da aplicação.

Normalmente as fibras de vidro são atacáveis pelo meio alcalino da pasta de cimento, pelo que se poderá dizer que os materiais de cimento com fibra de vidro perdem, com o tempo, sua resistência. Esta redução de resistência pode ser controlada pela utilização de fibras resistentes a álcalis, fibras com um revestimento orgânico, ou ainda pela redução do grau de umidade ambiental. Em virtude deste problema, a utilização deste



material tem sido estudada em centros de pesquisa, de forma que se possa determinar como variam, ao longo do tempo, as propriedades do concreto com fibras de vidro.

Já as fibras de aço, também utilizadas nos concretos, são materiais constituídos ou por pedaços de fios trefilados, com diâmetro de 0,25 a 0,75 mm, ou por aparas de corte, com largura de 0,15 a 0,40 mm e espessuras de 0,25 a 0,90 mm.

As misturas mais utilizadas para fabricação em betoneiras são normalmente constituídas por uma argamassa rica em cimento e areia, com 1% a 2% em peso de fibras com comprimento de até 25 mm. O emprego de fibras mais longas, ou em uma percentagem maior, acarreta dificuldades para se misturar e conduzem à má trabalhabilidade do produto final. As fibras de aço são também, em algumas ocasiões, acrescentadas ao concreto projetado.

A resistência à tração do produto obtido pela adição de fibras de aço ao concreto depende da aderência entre a argamassa e as fibras, sendo portanto de interesse que as fibras utilizadas apresentem deformações superficiais ou ganchos, que são produzidos industrialmente. Ainda não há testemunho evidente de corrosão das fibras de aço, nem sequer pela fissuração das peças estruturais.

As fibras orgânicas, também utilizadas em concreto, podem ser naturais, como o sisal, a juta, a piaçava, etc., ou sintéticas, como o polipropileno. A sua utilização é fundamentada nas mesmas razões pelas quais são empregadas as fibras de vidro e as fibras de aço, ou seja, aumento da resistência e do alongamento de ruptura à tração. Em relação a estas últimas, as fibras orgânicas apresentam vantagens – são mais econômicas (menor preço), mais leves e mais inertes quimicamente. Apresentam também desvantagens, como menor aderência ao concreto e menor módulo de elasticidade.

## **2.5 MATERIAIS PRÉ-FABRICADOS**

### **2.5.1 GENERALIDADES**

É costume designar por materiais pré-fabricados todos os materiais preparados em indústrias, chegando ao local da obra prontos para serem aplicados. Entre os materiais pré-fabricados utilizados na construção civil, os que são aplicados em trabalhos de recuperação e de reforço de estruturas de concreto são as argamassas prontas, adesivos, materiais para injeção e grouts, cujas características principais são a seguir destacadas.

### **2.5.2 ARGAMASSAS PRONTAS**

Em trabalhos de recuperação ou de reforço de estruturas em que o volume de material a utilizar for pequeno, é muitas vezes conveniente empregar argamassas pré-misturadas com polímeros, que são fabricados por empresas especializadas em aditivos para concreto. Existe uma grande variedade desses produtos em comercialização ou em processo de pesquisa. Entre os tipos de argamassas prontas existentes no mercado, destacam-se: argamassas de base mineral (cimento); argamassas de base resina epóxi; argamassas de base resina poliéster; argamassas de base resina furânica; e argamassas de base resina fenólica.

#### **2.5.2.1 Argamassas de base mineral (cimentícias)**

São produtos que não apresentam retração, o que é fundamental para as obras de recuperação ou de reforço de estruturas de concreto. Não são corrosíveis (alta resistência química) nem inflamáveis e têm pH alcalino. São apresentadas sob a forma de dois componentes, que devem ser misturados na hora da aplicação, sem adição de água e sempre conforme as instruções dos fabricantes. No Brasil existem indústrias que produzem uma linha de argamassas pré-misturadas de cimento e areia com adição de resina acrílica, normalmente apresentadas em duas modalidades:

- argamassas autonivelantes, com grande fluidez, recomendadas para aplicações em superfícies horizontais;
- argamassas tixotrópicas, que não escorrem, podendo ser aplicadas em superfícies com qualquer inclinação em relação à horizontal. Este produto leva ainda um acréscimo de fibras poliamidas.

### **2.5.2.2 Argamassas de base resina epóxi**

São as chamadas argamassas de polímeros, que são produtos obtidos com agregados miúdos e um ligante de polímero (acrescentando-se à mistura agregados graúdos, obtêm-se concretos de polímeros). Tanto a argamassa como o concreto de polímeros constituem excelentes materiais para reparos de falhas em elementos estruturais, porém, por razões de ordem econômica, seu emprego fica limitado a falhas localizadas, de pequenas dimensões. Existem disponíveis no mercado argamassas pré-dosadas de resina epóxi fornecidas em três componentes: resina, catalisador e areia de quartzo. No local da obra, a preparação da argamassa de base epóxi deve ser feita de acordo com as seguintes etapas:

1º) adiciona-se o catalisador à resina, misturando-se os componentes com pás mecânicas de baixa velocidade, de forma a evitar a incorporação de bolhas de ar;

2º) transfere-se a resina misturada com o catalisador para um tambor, acrescentando-se então a areia de quartzo. A mistura já poderá, assim, ser feita manualmente ou com equipamento apropriado;

3º) logo após esta segunda mistura estar pronta, o produto assim obtido deve ser lançado e espalhado na região do reparo, sendo fundamental a observância do “pot-life” especificado.

Como a resina epóxi tem alto poder de aderência ao concreto e ao aço, esta argamassa pode ser utilizada com sucesso para reparos superficiais, ancoragem de chumbadores, revestimento de barras adicionais, etc, podendo, por ser tixotrópica, ser aplicada sem limitações, mesmo na vertical.

### **2.5.2.3 Argamassas de base resinas poliéster ou estervinílica**

São produtos que apresentam pequeno tempo de cura, boa resistência inicial, com baixa retração, alta capacidade de resistência a ataques de produtos químicos, boa impermeabilidade, elevada capacidade de adesão ao substrato e, no caso de serem de base estervinílica, possibilidade de emprego mesmo em temperaturas de trabalho ligeiramente superiores a 100°C. São pré-fabricadas a três componentes, constituídos pela resina em solução, pelo catalisador e por “fillers” inertes com modificadores de formulação.

São produtos de custo elevado, onde o máximo benefício é atingido nos casos em que é indispensável que o composto final seja posto em serviço logo após (algo como 22 horas) sua aplicação.

### **2.5.2.4 Argamassas de base resina furânica**

São produtos à base de resinas furânicas líquidas, catalisador e agregados de sílica, carbono, barita ou coque pulverizado, com propriedades em tudo semelhantes às de base estervinílica, com a vantagem de poderem ser utilizadas em temperaturas de até 200°C.

### **2.5.2.5 Argamassas de base resina fenólica**

São produtos em que os agregados são os mesmos que os utilizados na fabricação das argamassas de base resina furânica, sendo as resinas, fenolformaldeídos, e o catalisador, necessariamente ácido. Têm tempo útil para aplicação reduzido e precisam ser mantidas em ambiente refrigerado. Têm propriedades semelhantes às de base furânica, mas não resistem ao ataque de oxidantes fortes, álcalis fortes, nem a temperaturas superiores a 175 °C.

### 2.5.3 ADESIVOS

Como o próprio nome já diz, os adesivos são materiais utilizados para colar materiais a elementos estruturais já existentes. Os adesivos disponíveis no mercado podem ser à base de epóxi, PVA e acrílico.

Os adesivos de base epóxi são polímeros fornecidos em dois componentes: monômero e catalisador. Após a mistura dos dois componentes, o material permanece viscoso durante um certo tempo, denominado “pot-life”, depois endurece e se solidifica, adquirindo então elevada resistência mecânica. A mistura dos componentes deve ser feita com um agitador mecânico ou manual, tomando-se cuidado para que seja bem feita e homogênea.

Os adesivos de base acetato de polivinila – polímero vinílico, comumente designado por PVA, que apresenta boa resistência ao intemperismo, sendo utilizado, na construção civil, em tintas, revestimentos e membranas impermeabilizantes – têm como principais aplicações o preparo de chapisco e a confecção de argamassas, pois, quando diluídos na água de amassamento, proporcionam à argamassa melhor aderência sobre aos substratos.

Os polímeros acrílicos são uma família de compostos resultante da polimerização de monômeros, que, por sua vez, são ésteres do ácido acrílico ou do ácido metacrílico, que apresentam transparência cristalina e excepcional resistência química, sendo utilizados na construção civil sob a forma de placas transparentes semelhantes ao vidro, painéis de revestimento de paredes, em tintas, impermeabilizações (como selante para juntas e como material para execução de membranas) e como adesivos, neste caso com aplicação semelhante à dos adesivos de base PVA.

### 2.5.4 MATERIAIS PARA INJEÇÃO

A injeção de resinas sintéticas, com alto poder adesivo, permite restabelecer a monoliticidade de elementos de concreto fissurados. Diversas resinas são para tanto utilizadas, como as acrílicas, as poliéster e as epoxídicas, sendo estas últimas as de uso mais corrente.

As resinas epoxídicas, como já foi descrito em 2.3, são polímeros fornecidos em dois componentes. Após a mistura e a solidificação, caso o material não tenha sido empregado, deve ser abandonado, pois a utilização de solventes para fluidificar a resina endurecida não pode ser permitida, já que o solvente evapora, deixando vazios que prejudicarão a performance do elemento estrutural injetado. Desta forma, o uso de solventes para economizar a resina é uma prática que deve ser coibida nas obras. Com resinas bastante fluidas e equipamento a ar comprimido, é possível fazer injeções em fissuras com aberturas inferiores a 0,1 mm. Diante da impossibilidade de se remover a possível umidade existente no interior das peças fissuradas, devem ser utilizadas formulações epoxídicas insensíveis à presença de água.

### 2.5.5 GROUT

Para trabalhos de restauração de falhas em elementos estruturais de concreto podem ser utilizadas argamassas previamente preparadas por empresas especializadas, que têm como principais atrativos a fácil aplicação, a elevada resistência mecânica e a ausência de retração. Estas argamassas são denominadas de grout, podendo ser de base mineral ou de base epóxi.

O grout de base mineral é um material constituído por cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivo superplastificante e aditivo expensor (pó de alumínio), que possibilitam a obtenção de elevada fluidez, tornando possível a sua aplicação em regiões dos elementos estruturais de difícil acesso. Além disto, em virtude da presença de aditivo expensor na mistura, há maior garantia de que todos os espaços da



região do reparo serão preenchidos. Na obra, deve-se misturar água ao grout segundo as quantidades especificadas pelo fabricante do material.

O grout de base epóxi é um composto epóxi-poliâmida, fornecido em dois componentes, que, quando convenientemente misturados, resultam em produto de grande fluidez, baixa viscosidade, e, após o endurecimento, excelentes resistências química, mecânica e abrasiva.

## 2.5.6 EXEMPLOS DE MATERIAIS EXISTENTES NO MERCADO BRASILEIRO

Dentre os materiais utilizados em serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto existentes no mercado brasileiro, podemos citar os relacionados no Quadro 2.5.

MATERIAL	PRODUTO	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS	APLICAÇÃO
Aditivo plastificante pega normal	RX322N	Reduz o fator A/C e aumenta a plasticidade	Concretos em geral
Aditivo plastificante retardador	RX322R	Reduz o fator A/C e aumenta a plasticidade com retardamento do tempo de pega	Concreto em geral, transporte de longa distância
Aditivo superplastificante retardador	RX 3000A	Redução de 20 a 30% de água com aceleração de resistência	Concreto "CAD"
Aditivo acelerador de pega (CL)	RX 122 CL	Acelera a desforma e aumenta a resistência	Concreto pré-fabricado
Aditivo acelerador de pega em pó	REAX GUNITE SR	Aceleração do tempo de pega	Concreto projetado via seca
Aditivo acelerador de pega líquido	REAX GUNITE LÍQUIDO	Aceleração do tempo de pega	Concreto projetado via úmida
Aditivo para argamassa RX	LA 200/ REAXNOL	Plastificante e retardador	Argamassas em geral
Aditivo impermeabilizante	IMPERMEABILIZANTE REAX STOP LAJE 100	Impermeabilizar	Concreto e argamassa
Micro concreto	MCAD	Fluido, retração compensada, elevada resistência	Reparos e reforços estruturais
	REAX GROUT	Bombeável, isento de retração, auto adensável	Fixação de equipamentos, trilhos, etc.
Grout	REAX GROUT SR	Fluido, auto adensável, expansão controlada	Fixação de equipamentos, trilhos, etc.
	REAX GROUT SHIM	Seco, isento de retração	Para assentamento de calços
	REAXSEL 10	Fácil acabamento e boa aderência	Revestimentos e impermeabilização
Argamassa polimérica	REAXSEL 30	Tixotrópica, retração reduzida, boa aderência	Reparos superficiais
	REAXSEL 31	Tixotrópica, retração reduzida, boa aderência	Reparos superficiais com pequenas espessuras
	ADEREX	Substrato limpo, base PVA	Aderência concreto novo-concreto velho
	REAXCRIL	Substrato úmido, base acrílico	Aderência concreto novo-concreto velho
	REAXDUR 600	Substrato seco, base epóxi	Grouting, reparos de concreto, revestimento de piso
	REAXDUR 602	Substrato seco, base epóxi	Tixotrópico, ancoragem, fixação de apoios estrut.
Adesivos	REAXDUR 603	Substrato seco, base epóxi	Injeção de trincas e fissuras
	REAXDUR 610	Substrato seco, base epóxi, fluido	Fixação de apoios, ancoragem, colagem de concretos
	REAXDUR 610-A	Substrato seco, base epóxi, fluido, longo pot-life	Fixação de apoios, ancoragem, colagem de concretos
Argamassa de pega rápida	SET REAX PLUS	Alta resistência com 1 hora, liberação rápida	Recuperação de pavimento de concreto
Primer para armadura	REAX 119 GZn	Inibidor de corrosão, rico em zinco	Proteção da armadura contra corrosão por anodo de sacrifício

Quadro 2.5 - Materiais para serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto existentes no mercado brasileiro

## 3.1 INTRODUÇÃO

Como já comentado nos capítulos anteriores, a qualidade dos serviços de recuperação ou de reforço de estruturas de concreto depende da análise precisa das causas que os tornaram necessários e do estudo detalhado dos efeitos produzidos. Definidos estes dois pontos, passa-se então à escolha da técnica adequada, que inclui a cuidadosa seleção dos materiais e equipamentos a serem empregados e mesmo da mão-de-obra necessária para a execução do serviço.

Os serviços de reforço requerem sempre a prévia elaboração de trabalhos de cálculo estrutural, sejam estes serviços derivados de necessidade de alteração na funcionalidade da estrutura – aumento da carga de utilização, por exemplo – ou como consequência de danificação sofrida pela estrutura, casos em que o reforço estará inserido nos trabalhos de recuperação.

É interessante observar-se que, se no primeiro caso – reforço puro e simples – a necessidade de recurso prévio ao cálculo é pacífica, no segundo, muitas vezes, dá-se que os próprios profissionais, para não se falar nos contratantes (donos de obra), consideram tal proceder desnecessário, esquecendo-se de que só a partir do cálculo poderão ser estabelecidos elementos básicos para:

- definição precisa das peças da estrutura em que será necessário proceder-se ao reforço – e a extensão desta intervenção – e daquelas em que será suficiente apenas a recuperação, entendendo-se como tal a reconstituição das características geométricas, de resistência e desempenho originais;
- determinação da capacidade resistente residual da estrutura, ou da peça estrutural (ver item 4.2), e, conseqüentemente, definição do tipo, intensidade e extensão do reforço necessário;
- indicação da necessidade ou não da adoção de procedimentos de escoramento durante os trabalhos;
- avaliação do grau de segurança em que se encontra a estrutura, antes, durante e depois da execução do reforço;
- escolha da técnica executiva a utilizar;
- determinação das tarefas necessárias e das quantidades reais de trabalho a realizar, isto é, definição do custo real da empreitada, em conjunto com os elementos da inspeção técnica realizada (ver item 5.5).

Quanto mais não fosse, este último aspecto deveria mobilizar todo o interesse das partes envolvidas, pois, como se sabe, a prévia avaliação do custo de trabalhos de recuperação é, em muitos casos, extremamente difícil, e, portanto, toda e qualquer informação complementar será de extrema valia.

O custo final de obras de recuperação ou reforço de estruturas de concreto é função direta da solução (projeto) adotada para a execução da mesma, considerando-se aí incluídos cálculos, metodologias, especificações de materiais e trabalhos complementares, como escoramentos e andaimes, por exemplo, que são muitas vezes determinantes na avaliação da própria viabilidade econômica da obra.

É dever do projetista, nestes casos, esclarecer o proprietário sobre as diversas hipóteses que porventura existam – se existir mais do que uma –, comparando custos de execução e qualidade final ( resultado do trabalho), seguranças a serem atingidas em cada caso e previsão dos gastos futuros com manutenção, ou seja, estipulação, com base nestes elementos, da nova vida útil da estrutura. Somente assim poderá o proprietário estar apto a decidir, sempre aconselhado pelo especialista, pela execução dos serviços de recuperação e/ou reforço, ou, por outro lado, pela não intervenção, ou ainda pela demolição e reconstrução, total ou parcial, da estrutura (sobre o assunto, veja-se o item 5.8).

Neste capítulo serão abordadas as técnicas, aqui entendidas como os vários recursos disponíveis, em termos de materiais e intervenções mais comumente utilizadas, para execução de serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado e protendido.

## 3.2 INTERVENÇÕES EM SUPERFÍCIES DE CONCRETO

### 3.2.1 GENERALIDADES

Neste item são abordadas as várias técnicas que se relacionam diretamente com intervenções de recuperação ou de reforço em superfícies expostas de concreto, sejam estas técnicas simples tratamentos ou etapas componentes de um sistema de recuperação e/ou de reforço.

Não serão objeto de análise no presente trabalho as medidas para a obtenção de determinados tipos de acabamentos em superfícies de concreto, como, por exemplo, as necessárias à obtenção de concreto aparente, por não serem técnicas de recuperação, mas sim de construção de estruturas, independente do fato de normalmente virem a requerer cuidados e metodologias semelhantes.

Os serviços de intervenção em superfícies são normalmente medidos por m<sup>2</sup> da área original de intervenção, ou seja, têm quantidades previamente fixadas, relativamente à execução dos trabalhos, e, para tanto, apenas requerem a garantia de acesso direto ao local de trabalho. Por exemplo, para um serviço de corte de concreto como o representado na Figura 3.1, a área a medir será:

$$A_{\text{corte}} = l (h_1 + h_2 + b) \quad (\text{m}^2) \quad (3.1)$$

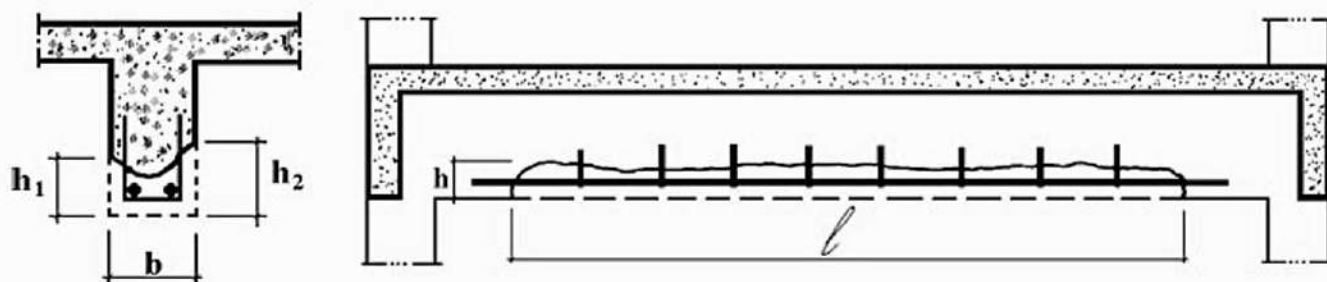


Figura 3.1 - Sistema de medição para intervenções de corte em concreto



Os preços unitários do m<sup>2</sup> dos trabalhos de corte em concreto devem incluir os serviços preparatórios necessários e a remoção e transporte para vazadouro dos detritos e entulhos resultantes.

### 3.2.2 POLIMENTO

Esta é uma técnica muito utilizada nos casos em que a superfície de concreto se apresenta inaceitavelmente áspera, quer em decorrência de deficiências executivas – dosagens equivocadas do concreto, utilização de fôrmas brutas ou ásperas (em concreto aparente), falta de vibração adequada, etc. – quer como resultado do desgaste pelo próprio uso.

O polimento visa reconduzir a superfície de concreto à sua textura original, lisa e sem partículas soltas, o que pode ser conseguido manualmente, pela ação enérgica de pedras de polir apropriadas, ou mecanicamente, com lixadeiras portáteis, ou, ainda, para grandes superfícies, através de recurso a máquinas de polir pesadas.

O polimento do concreto exige pleno conhecimento da tecnologia, já que existe a necessidade de utilização de equipamentos apropriados e mão-de-obra especializada, além de requerer cuidados especiais relativos à proteção ambiental e dos operários, pois implica sempre elevados graus de poluição sonora e atmosférica (grande formação de pó).

### 3.2.3 LAVAGENS

#### 3.2.3.1 Pela aplicação de soluções ácidas

A lavagem de superfícies por soluções ácidas tem por objetivo a remoção de tintas, ferrugens, graxas, carbonatos, resíduos e manchas de cimento, o que não seria garantido somente com lavagens a jato d'água.

Preliminarmente, a superfície deve ser abundantemente molhada, de forma a se prevenir a penetração do ácido no concreto sadio. A aplicação deve ser sempre feita em pequenas áreas, de forma progressiva, por aspersão ou com a utilização de broxa, tomando-se todos os cuidados com a segurança e garantindo que o ambiente permaneça sempre ventilado.

A utilização de soluções ácidas é sempre perigosa para a saúde da camada superficial do concreto armado, e não deverá mesmo ser utilizada se a espessura de cobrimento das armaduras for reduzida, casos em que se deverá optar pelas soluções alcalinas (ver item 3.2.3.2). Também não se deverá recorrer a este tipo de lavagem nas faixas vizinhas a juntas de dilatação ou a outros dispositivos suscetíveis de degradação, quando em presença do ácido.

Normalmente, e se um produto específico não for utilizado, a solução a ser empregada é a de ácido muriático – que é o ácido clorídrico comercial – em água, na proporção 1:6.

Por se estar tratando da utilização de íons cloretos, e por se saber da facilidade com que estes atacam o concreto, deve-se estar particularmente atento às medidas de saturação prévia e lavagem posterior à aplicação do ácido, de forma a que, garantidamente, sejam removidas as partículas sólidas e os resíduos da solução utilizada. A aplicação da solução é sempre vigorosa e só deve terminar quando cessar o borbulhamento característico da descontaminação.

A lavagem final deve ser abundante, primeiramente com uma solução neutralizadora de amônia em água, na proporção 1:4, e depois com jatos de água natural.

As soluções de ácido muriático em água são também muito utilizadas quando se pretende promover o desgaste de superfícies, de forma a torná-las mais rugosas.

Soluções com outros ácidos também já foram utilizadas com a mesma finalidade, como relata, por exemplo, Owens (1991), que, em resumo, atingiu os seguintes resultados:

- solução em mistura de ácidos fosfórico e glicólico, de fácil aplicação e requerendo cuidados pouco significativos, mas apenas resultando medianamente, em termos de efetividade, na remoção de manchas;
- plasmas de nitrato de sódio (1 parte) e glicerina (7 partes) em 6 partes de água quente, também de fácil aplicação, mas de baixíssima eficiência (só para casos muito simples);
- substituição da glicerina da solução anterior por aspersão de cristais de hidrossulfato de sódio, hipótese que até apresentou resultados razoáveis, mas que ainda carece de ensaios para remoção de manchas mais antigas.

### 3.2.3.2 Pela aplicação de soluções alcalinas

O propósito da utilização de soluções alcalinas para limpeza de superfícies de concreto é semelhante ao das soluções ácidas, apenas que com cuidados diferentes, próprios do agente.

A necessidade de limpeza prévia e a forma de aplicação são similares, mas, se nestes casos não há maiores preocupações quanto à proximidade das armaduras, certamente elas existirão quanto à possibilidade sempre presente de alteração das características do concreto, particularmente no caso da existência de agregados reativos (reação álcalis-agregados).

Esta técnica requer também abundante lavagem posterior e não será particularmente ativa na limpeza de produtos provenientes de processos de corrosão.

Observando em conjunto este item e o anterior, infere-se a importância da correta seleção da técnica a utilizar em função do objetivo que se pretende alcançar.

### 3.2.3.3 Com jatos de água

A lavagem pela aplicação de jatos de água sob pressão controlada é largamente utilizada como técnica de limpeza e preparação do substrato para a futura recepção do material de reparação. Normalmente, os jatos são de água fria e muitas vezes são utilizados simultaneamente com os jatos de areia; no entanto, em determinadas situações – superfícies muito gordurosas ou com manchas de forte impregnação química – recorre-se a jatos de água quente, normalmente adicionando-se removedores biodegradáveis.

O equipamento a utilizar é uma máquina de alta pressão tipo “lava-a-jato”, com bico direcional ou de pato, dependendo se a lavagem é em faixa ou em área. Neste último caso, pode-se atingir rendimentos de até 100 m<sup>2</sup>/dia, e o custo do serviço é, além do correspondente ao operador, o decorrente do débito de ar do compressor e o da depreciação da própria máquina. Algumas máquinas de aplicação de concreto projetado podem também ser usadas para a lavagem, o que é normalmente feito como recurso para diminuir a quantidade de equipamentos alocados a uma obra, se o serviço assim o permitir (veja-se Fotografia 3.1).

O desgaste das mangueiras é mínimo, podendo mesmo ser admitido como unicamente devido à exposição a intempéries e à rudeza das condições de armazenamento.



**Fotografia 3.1** - Aplicação de jatos de água para lavagem de superfície de concreto

No entanto, a manutenção das mangueiras é fator fundamental para o bom resultado (eficiência) do jato de água aplicado, como mostra Cheung (1991), na equação (3.2),

$$\frac{\omega_o}{\omega_i} = c_d^2 \quad (3.2),$$

sendo:

- $\omega_i$  - pressão de compressão na entrada da mangueira;
- $\omega_o$  - pressão do jato de água
- $c_d$  - coeficiente de saída, que depende diretamente da qualidade e do estado de conservação da mangueira, valendo, normalmente, 0,9 para mangueiras em bom estado e 0,6 para mangueiras já flácidas.

Uma simples aplicação dos fatores limites de  $c_d$  mostra que a redução na eficiência pode chegar a mais de 50%.

Outro importante fator na eficiência do jato será a extensão da mangueira, pois que a perda de pressão ( $\Delta p$ ) em um comprimento  $L$  será:

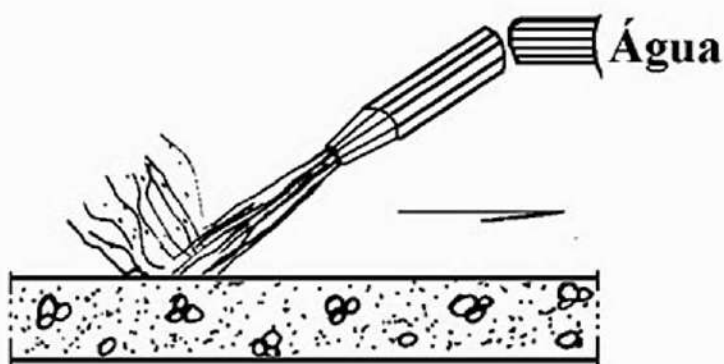
$$\Delta p = 0,2411 \nu^{0,25} \rho L q^{1,75} D^{-4,75} \quad (3.3),$$

onde:

- $\nu$  - viscosidade;
- $\rho$  - densidade
- $q$  - vazão do escoamento;
- $D$  - diâmetro interno da mangueira.

No caso de se estar trabalhando com jatos de água quente, será necessário operador com alguma experiência e previsão de equipamento protetor e de segurança.





**Figura 3.2** - Limpeza por aplicação de jato de água

Em serviços de limpeza de superfícies, para facilitar a inspeção e o preparo das mesmas, como, por exemplo, para reparos na impermeabilização de reservatórios, os trabalhos devem sempre ser feitos no sentido descensional e em movimentos circulares, sendo muito importante a manutenção de uma pressão constante no compressor.

Em serviços de preparação de superfícies, que visam garantir a limpeza de partículas soltas de concreto e a remoção dos vestígios de corrosão das armaduras, o jato será direcional, normalmente aplicado alternadamente com o de areia e sem o propósito de demolir ou ferir as superfícies de concreto e de aço expostas, mas apenas de limpá-las.

Na aplicação em conjunto com jatos de areia, a água sob pressão é conduzida por uma mangueira até ao injetor montado entre o bico de jato e a mangueira da areia, onde então se dá a mistura, sistema idêntico ao do concreto projetado por via seca. Nestes casos, o rendimento é avaliado pelo do jato de areia e o custo deverá incluir o consumo de água – que deverá ser, preferencialmente, potável – sendo praxe que este seja suportado pelo proprietário.

### **3.2.4 LIMPEZAS ESPECIAIS**

#### **3.2.4.1 Jatos de vapor**

Assim como as lavagens, as limpezas, das quais a aplicação de jato de vapor é a primeira a ser abordada, destinam-se a trabalhar as superfícies existentes, com a finalidade exclusiva de limpeza, ou como preparação para aplicação de material de reparação.

A limpeza por aplicação de jatos de vapor é utilizada para preparação de grandes áreas, das quais se deseje remover impurezas minerais (sais) e orgânicas (graxas, óleos, tintas, pós), não sendo aplicável se a contaminação oferecer resistência (como a corrosão para as armaduras, por exemplo), devendo o vapor ser jateado em conjunto com um removedor biodegradável.

O equipamento de aplicação é semelhante ao dos jatos de água, exigindo, no entanto, caldeira para geração de vapor e mangueira protegida por recobrimento de amianto. O jato deve ser direcionado para os locais desejados, e aplicado segundo sucessivos movimentos verticais e horizontais.

#### **3.2.4.2 Jatos de ar comprimido**

A limpeza com jatos de ar comprimido é utilizada principalmente para a remoção da poeira e das partículas menores que ficam na superfície a ser recuperada, após os trabalhos de corte e apicoamento de concreto danificado, particularmente nos pontos de mais difícil acesso. Assim, é normalmente um trabalho complementar, a ser efetuado só nos casos em que o recurso apenas a jatos de água e areia não for suficiente.

O equipamento é o tradicional para outras utilizações de ar comprimido, requerendo-se, no entanto, que o compressor seja dotado de filtro de ar e óleo, para garantir que o ar não seja sujo e que não venha a danificar a estrutura. O bico de jato deve ser fino e bem direcionado; para o caso de limpeza de cavidades, o sopro deve ser do interior para o exterior, devendo estas, no caso de existirem, serem as primeiras a serem limpas, sendo em seguida convenientemente protegidas. O jato de ar comprimido é também muito usado para a secagem de superfícies.

Outro trabalho que inclui exclusivamente o emprego de ar comprimido para limpeza, mas sem que seja propriamente jato, é o de aspiração, particularmente usado na limpeza de furos profundos no concreto, como, por exemplo, para a ancoragem de barras de armadura. Nestes casos, o equipamento a ser utilizado é um aspirador industrial de alta potência, devendo a boca do aspirador ficar o mais próximo possível da entrada do vazio a aspirar. Normalmente será necessário, após a aspiração, a colmatação das paredes do furo, o que é feito por pincelagem com uma bucha (barra de aço envolvida em estopa) embebida em epóxi, para depois então ser feito o enchimento do furo e a fixação da barra.

Os jatos de ar comprimido, em conjunto com o sistema de aspiração, são também necessários para a limpeza e secagem de fissuras, antes da injeção das mesmas.

#### 3.2.4.3 Jatos de areia

A limpeza das superfícies pela aplicação de jatos de areia sob pressão controlada, sem ou com a presença de água – sendo este último o caso mais comum (ver parágrafo 3.2.3.3) – pode ser considerada como a principal tarefa na preparação das superfícies para a recepção dos materiais de recuperação, sendo normalmente utilizada na maioria dos sistemas de recuperação imediatamente após os trabalhos de corte e/ou apicoamento do concreto.

O equipamento utilizado é o tradicional, ou seja, máquina de jato de areia acoplada a um compressor, mangueira – normalmente susceptível de forte desgaste – e bico de projeção, que poderá ser, inclusive, a própria mangueira (1 ½” ou 1 ¾”) cortada em pedaços de 20 a 30 cm.

Nos casos de obras de recuperação nas quais se esteja usando concreto projetado por via seca, algumas máquinas que aplicam este material são também apropriadas para o jateamento de areia, devendo a decisão de utilizá-las ou não com tal finalidade depender do dimensionamento do conjunto de equipamentos a utilizar.

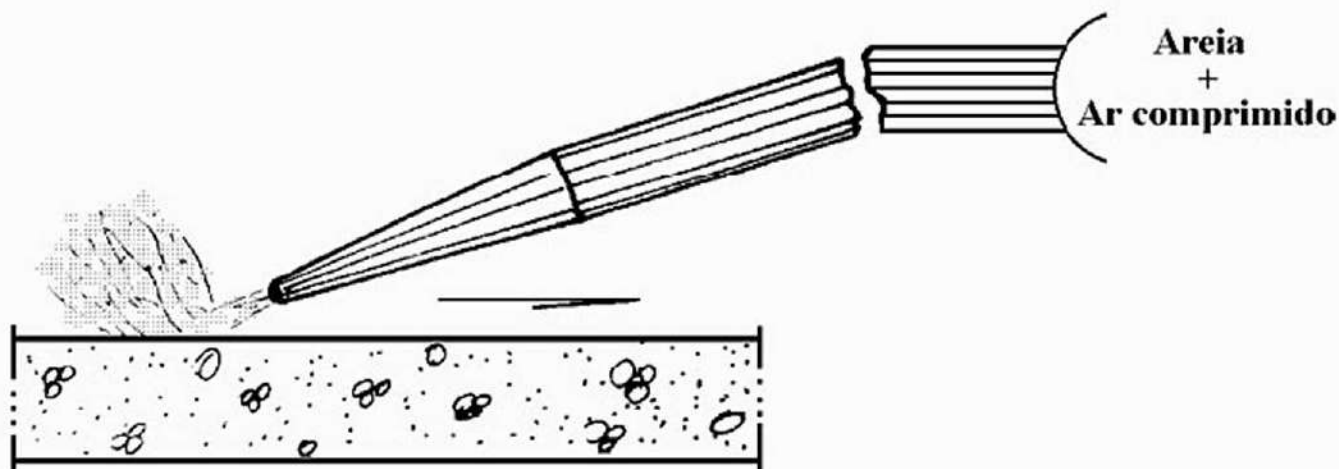


Figura 3.3 - Limpeza de superfícies por aplicação de jatos de areia

A areia a ser utilizada deve ser limpa, de granulometria adequada ao diâmetro da mangueira, lavada, perfeitamente seca e isenta de matéria orgânica, não devendo ser reaproveitada.

Para tanto, a areia não poderá ser areia muito mole ou muito fina, para não polir a superfície. O consumo médio de material é de  $60 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ , sendo a produtividade função da superfície a jatear, mas ficando-se, em média, entre os 10 e os 15  $\text{m}^2/\text{hora}$ .

A aplicação do jato deve ser feita em círculos e, se o operador for eficiente, será tarefa suficiente para garantir a retirada de todos os resíduos de corrosão do concreto e das barras da armadura. É natural que seja um processo poluente, principalmente no caso do jato de areia seco, e a decisão sobre a sua utilização ou não deve contemplar a observação desta desvantagem com a garantia da eficácia final.

O jato de areia para preparação de superfícies deverá ser sempre seguido de aplicação de jatos de ar comprimido e de água fria, antes da aplicação do material de reposição.

Além de funcionar como elemento de limpeza, em alguns casos o jato de areia poderá servir como alternativa ao apicoamento, removendo a camada mais externa da superfície de concreto. Nestes casos, exige-se operador qualificado, pressão ligeiramente mais alta no compressor e o rendimento final será algo inferior, da ordem de 25% aos 30%, se comparado com o do jato de areia utilizado só para limpeza.

#### **3.2.4.4 Jatos de limalha de aço**

O jato de limalha de aço aplicado sob pressão é uma alternativa viável, em alguns casos, ao jato de areia. É menos poluente do que aquele, mas bem mais abrasivo, não sendo aplicável, por exemplo, no caso de existência de armaduras expostas, já corroídas e com pequenos diâmetros, ou mesmo quando for necessário muito rigor no controle de superfície final do concreto, em termos de profundidade de desgaste.

O equipamento é obviamente mais sofisticado, apesar de trabalhar dentro dos mesmos princípios básicos dos demais jatos. Deve-se ter em conta a necessidade de se prever que venha a padecer de um desgaste bem superior.

Não restam dúvidas quanto à eficiência deste tratamento, em grandes superfícies, como técnica que garanta a quebra da superfície menos resistente do concreto e a abertura imediata dos poros do mesmo, aumentando a capacidade aderente ao material de recuperação. Não há necessidade de recurso à água, e o rendimento varia muito de acordo com o equipamento que é utilizado.

A abrasão produzida no concreto é função de três fatores básicos, conjugados entre si:

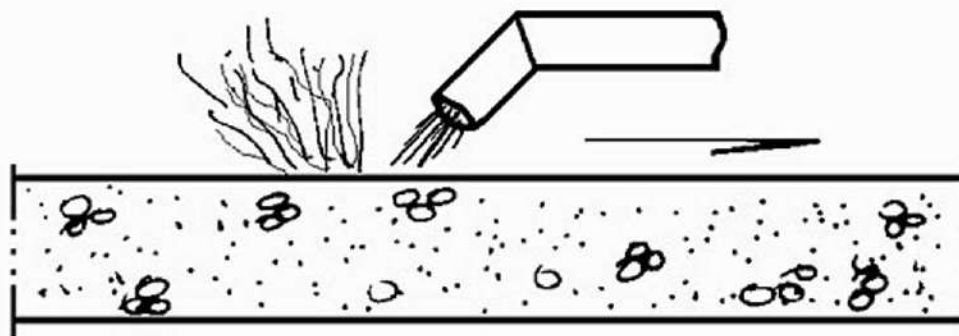
- dimensão dos elementos metálicos;
- quantidade de abrasivo utilizado (vazão);
- velocidade da máquina.

#### **3.2.4.5 Queima a maçarico**

É um tipo muito particular de limpeza, pouco utilizado, pois requer muito cuidado executivo. Destina-se a remover sujeiras tais como graxas e óleos, por induzir desagregação de uma camada de concreto de até 5 mm de espessura, o que implica sua utilização no caso de superfícies ligeiramente esfoliadas.

Esta técnica de tratamento superficial não pode ser usada quando as armaduras estiverem à mostra, ou mesmo para espessuras de revestimento efetivas inferiores a 35 mm.



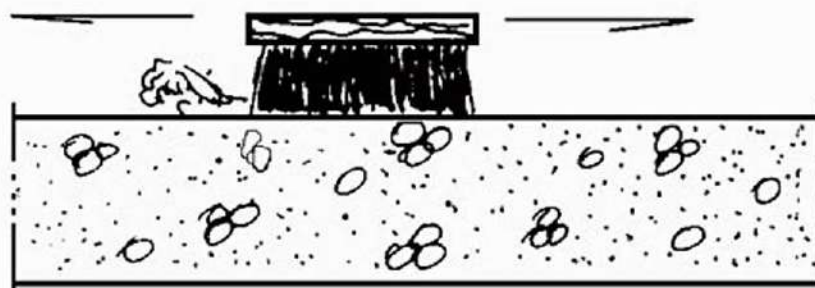


**Figura 3.4** - Aplicação de maçarico sobre superfície de concreto

A técnica de aplicação requer direcionamento do maçarico, sem, no entanto, que se permaneça muito tempo sobre a mesma área, evitando assim o aquecimento e até a agressão a superfícies saudias do concreto.

#### 3.2.4.6 Escovação manual

Trata-se de uma técnica a ser aplicada exclusivamente em pequenas superfícies e, muito particularmente, no caso de pequenas extensões de barras de aço que estejam com evidência de corrosão ou mesmo que simplesmente careçam de limpeza para implemento de suas capacidades aderentes.



**Figura 3.5** - Limpeza com escova de aço

A aplicação deve ser enérgica e repetitiva, usando-se escova com cerdas de aço, com o reaproveitamento da escova sendo limitado à perda de rigidez dos arames.

A produção média é de 2 m<sup>2</sup>/hora, sendo tarefa que, em algumas situações, requer o uso complementar de lixa de ferro (para o aço) ou lixa d'água (para o concreto).

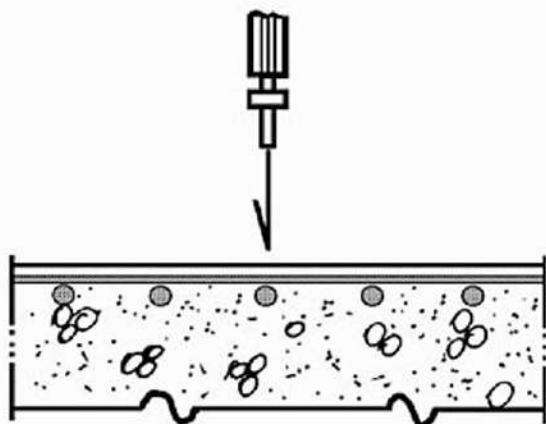
No caso de se estar tratando de perfis metálicos, pode-se recorrer à utilização da pistola de agulhas, que deve ser mantida em contato com a superfície até a completa eliminação dos vestígios de corrosão.

Em qualquer situação, depois deste trabalho dever-se-á passar à aplicação de limpeza por jatos de ar comprimido sobre as superfícies tratadas.

#### 3.2.4.7 Apicoamento

Admite-se que apicoar seja o ato de retirar a camada mais externa do concreto das peças estruturais, normalmente com o intuito de potencializá-las para a complementação com uma camada adicional de revestimento, em concreto ou argamassa, para aumento da espessura de cobrimento das armaduras. Assim, as espessuras de apicoamento são, em geral, de até 10 mm.

O apicoamento pode ser mecânico (Fig. 3.6) ou manual (Fig. 3.7) e a escolha do processo depende da profundidade de concreto que se deseja remover e do grau de rugosidade e homogeneidade que se queira conferir à superfície tratada.



Figuras 3.6 - Apicoamento mecânico

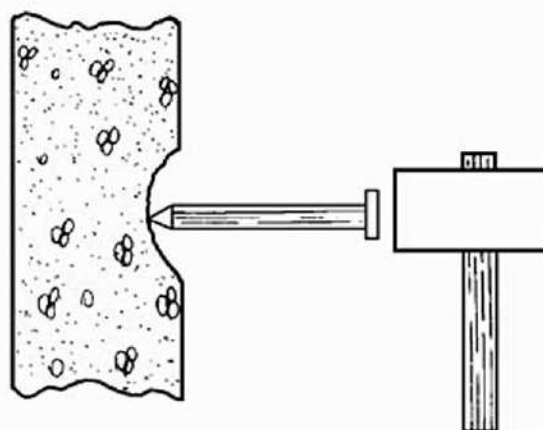


Figura 3.7 - Apicoamento manual

Os processos mecânicos devem ser sempre adotados nos casos em que a área a tratar é grande, basicamente porque o recurso a meios manuais requer mais tempo. Necessariamente, pelo trabalho que dão, requerem a utilização de martelos pneumáticos ou elétricos bem leves (5 kg no máximo), e ponteiros com a extremidade em forma de picador ou xis superposto a cruz.



Fotografia 3.2 - Apicoamento manual da superfície de concreto

A produtividade dependerá muito do tipo de superfície a trabalhar, ficando na ordem dos 0,5 a 0,8 m<sup>2</sup>/h se o trabalho for feito de baixo para cima, podendo chegar ao dobro se o trabalho for sobre uma superfície vertical.

O apicoamento manual, nos casos de intervenções em áreas menores, é feito com a utilização sistemática de ponteiro, talhadeira e marreta leve (1 kg) ou, no caso de espessuras de remoção da ordem de 2 a 3 mm, com percussão de martelo de geólogo (ponta viva).

A produção varia de 2 a 4 m<sup>2</sup>/dia, conforme as condições de trabalho.

Em alguns casos, o apicoamento manual completa o mecânico, por permitir trabalho em locais em que o acesso de martelos será muito difícil ou até mesmo impossível.

A estes trabalhos deve seguir-se a limpeza pela aplicação de jatos de ar comprimido e/ou de água.

### 3.2.5 SATURAÇÃO

Trata-se de um processo exclusivamente preparatório de superfícies e que visa garantir melhor aderência das mesmas aos concretos ou às argamassas de base cimentícia que sobre elas serão aplicadas, como materiais complementares para restabelecimento ou alteração da geometria original das peças de concreto.

O tempo de saturação é função do material que será aplicado sobre a superfície em preparação, devendo, em média, ser de 12 horas.

A aplicação de água pode ser por vertimento contínuo, o que pode ser simples em casos de lajes ou outras superfícies horizontais, ou por molhagem de elementos intermediários, como sacos de estopa, que são então aplicados sobre as superfícies, o que é muito usado não só horizontalmente, mas também em vigas e pilares. No caso de paredes verticais, é comum garantir-se a molhagem contínua através de uma mangueira furada – furos com espaçamento da ordem dos 15 cm – funcionando como “sprinklers”.

Quando da aplicação do material cimentício, a superfície saturada deverá estar úmida, mas necessariamente sem nenhum empoçamento.

### 3.2.6 CORTE (REMOÇÃO PROFUNDA DE CONCRETO DEGRADADO)

Convencionou-se chamar de corte a toda e qualquer remoção de concreto que, sem ser apenas uma limpeza superficial – apicoamento – também não chega a ser propriamente uma demolição. É uma expressão comumente empregada no meio das empresas de recuperação de estruturas no Brasil, apesar de, em termos precisos, ser algo incorreta, pois dá a impressão de se estar usando equipamento que deixe a superfície de concreto perfeitamente regular – disco ou serra –, quando, na verdade, o

equipamento tradicional é um martelo demolidor, não tão leve quanto o utilizado para o apicoamento nem tão pesado quanto o de demolição, sendo o ideal que fique entre os 6 e os 10 kg, com ponteiro terminando em ponta viva.

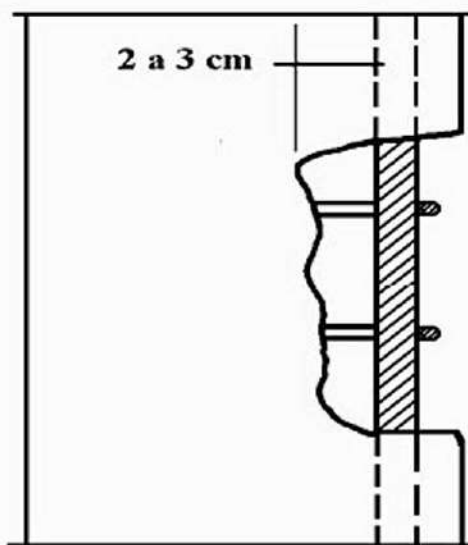


Figura 3.8 - Corte de concreto - profundidade de remoção

De maneira mais precisa, o corte pode ser definido como sendo a remoção profunda de concreto degradado. Esta tarefa tem como razão de ser a extirpação de todo e qualquer processo nocivo à boa saúde das armaduras. Assim, o corte de concreto justifica-se sempre que houver corrosão do aço das armaduras, já implantada ou com possibilidades de vir a acontecer, como no caso de concreto segregado, e deve garantir não só a remoção integral do concreto degradado, como também a futura imersão das barras em meio alcalino. Para tanto, o corte deverá ir além das armaduras, em profundidade, pelo menos 2 cm ou o diâmetro das barras da armadura, devendo-se atender à mais desfavorável das situações, caso a caso, como se observa na Figura 3.8.



Em muitos casos, e na dependência da intensidade da degradação existente, da extensão da peça que vier a ser afetada pelo corte e da capacidade resistente residual desta peça (sobre o assunto, veja-se o item 4.2), poderá haver a necessidade de ser programado o escoramento do elemento, assim como, em outros casos, o macaqueamento do mesmo, atividades que, sem dúvida, encarecem e fazem retardar o tempo de execução do serviço.



**Fotografia 3.3** - Remoção de concreto por corte

Por outro lado, é fundamental e indispensável que o corte afete apenas o concreto degradado, sem ferir o concreto são, o que seria contra a segurança e antieconômico.

Pelo descrito, o corte é então uma técnica que requer pessoal experiente e constante supervisão de engenheiro, além do emprego de equipamento – martelos e ponteiros – permanentemente revisados.

Como já se disse em 3.2.1, a medição dos serviços é feita por  $m^2$ . No entanto, quando existirem muitas camadas de armadura contaminadas, ou quando for necessário remover concreto contaminado por cloretos (casos em que, para prevenir a migração dos cloretos de dentro para fora, o corte vai pelo menos 2 cm para além das armaduras), ou seja, quando o corte é mesmo uma remoção profunda, é normal que a unidade de medição seja o  $m^2 \times cm$ , sendo a área previamente determinada e a profundidade medida no local, após a abertura da cavidade.

No caso de remoção muito profunda, e para facilitar a futura aderência do material de reposição, as arestas internas da superfície devem observar um talude de 1:3, procurando-se manter os seus cantos arredondados, como mostra a Figura 3.9.

Após os trabalhos de corte, necessariamente a limpeza incluirá jatos de areia, ar comprimido e água, nesta seqüência.

Se a questão da profundidade do corte já foi explicitada, deve-se analisar a correta determinação da extensão longitudinal a remover, ou seja, onde parar de cortar. A resposta a esta questão, à primeira vista, é simples. Em teoria, interrompe-se o corte onde não mais houver sintoma ou detecção de sinais de contaminação da armadura; no entanto, a prática deste conceito requer muita atenção, pois exige cuidadosa observação, já que:

- um descuido, a não observação de uma película oxidada, por mais discreta que seja, e todo o serviço poderá ficar comprometido, com a retomada do processo contaminante;
- um exagero, corte a mais, e se estará a ferir indevidamente o elemento estrutural.

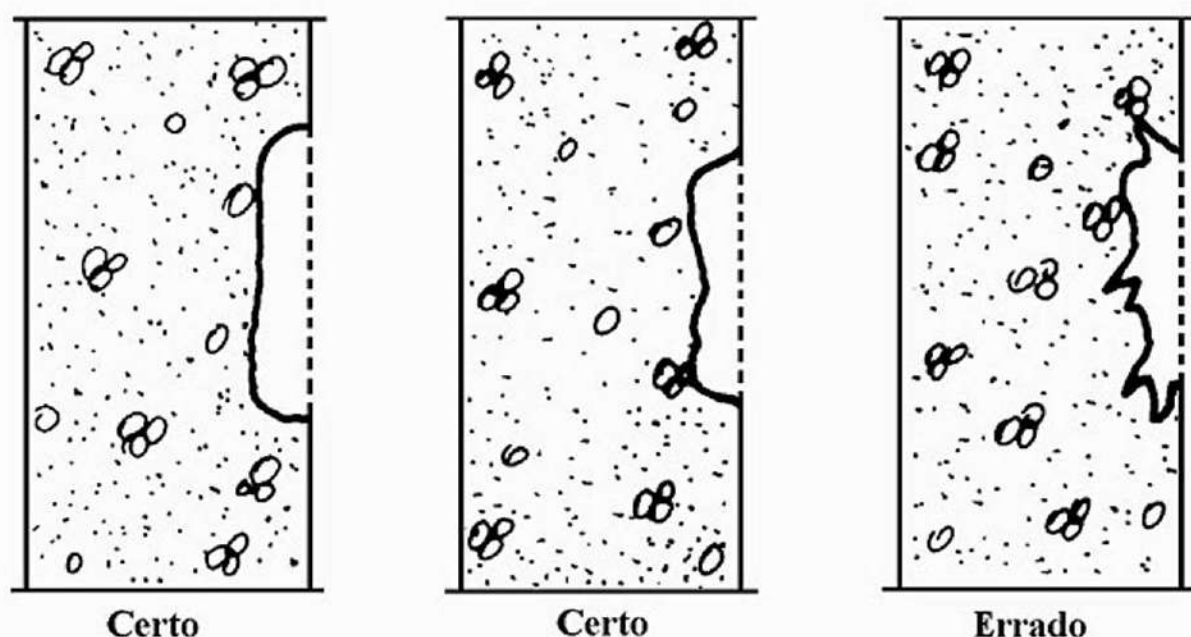


Figura 3.9 - Aspecto final da cavidade na intervenção de corte de concreto

Em muitos casos, a extensão do corte não permitirá, se assim for necessário, a recolocação de armaduras, sejam estas de complementação ou de reforço, por impossibilidade de observância dos comprimentos de ancoragem ou de emenda com a armadura existente. Para estas situações, é costume recorrer-se à execução de furos no concreto existente, onde serão imersas, em meios previamente cheios de epóxi ou grout, as barras da armadura, ou, em alguns casos, as esperas, casos que se exemplifica na Figura 3.10.

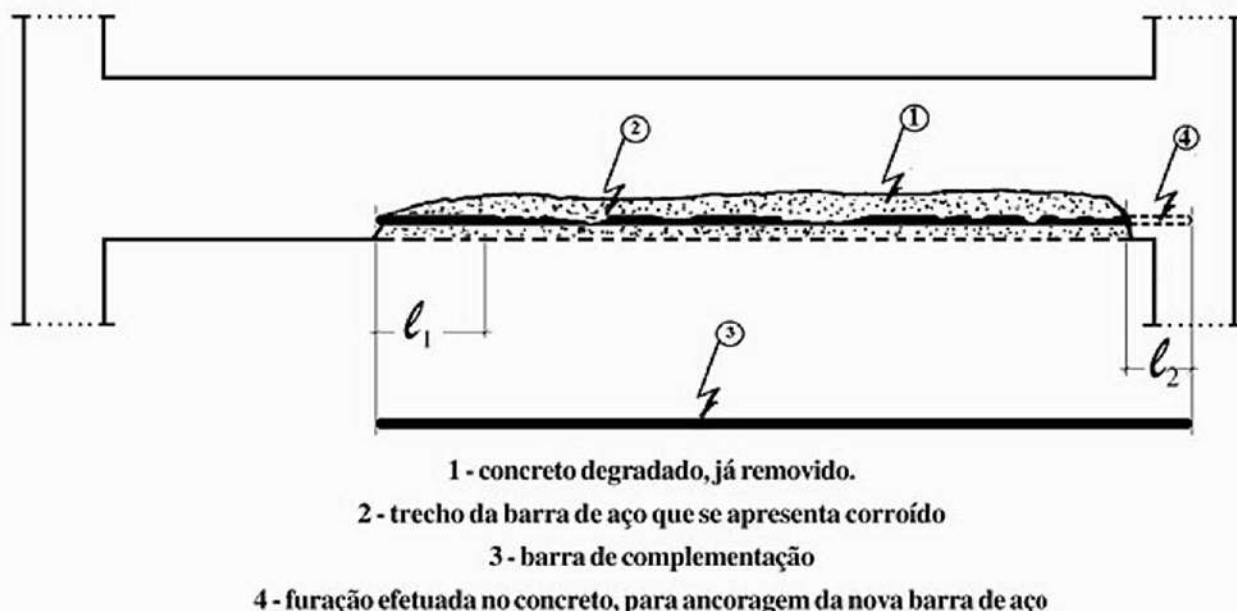


Figura 3.10 - Situações de confrontação corte x comprimento de ancoragem e amarração de barras de complementação

- à esquerda, o corte estendeu-se para além do necessário, por forma a contemplar a exposição de um comprimento de barra  $\ell_1$  são que seja suficiente para promover a emenda com a barra de complementação;
- à direita, como o corte iria afetar o pilar, optou-se pela execução de uma furação, que garante o comprimento  $\ell_2$  para ancoragem da barra em concreto e epóxi.

Em termos de rendimento, é natural que seja difícil definir-se uma taxa média, pois a mesma dependerá diretamente de condições locais, tais como:

- dureza do concreto existente;
- densidade da armação;
- profundidade do corte a executar;
- posição da superfície a ser tratada.

No entanto, e apenas como referência, admitindo equipamento adequado e pessoal especializado para trabalhos de corte de dificuldade média, poderá esperar-se uma produção em torno de 0,6 a 0,7 m<sup>2</sup>/hora.

### 3.2.7 ESCOLHA DO TIPO DE INTERVENÇÃO SUPERFICIAL A ADOTAR

Nos itens 3.2.2 a 3.2.6 foram descritas diversas técnicas de tratamento de superfícies de estruturas de concreto. A correta escolha da tecnologia a adotar, em função da patologia existente ou do tipo do trabalho que se pretende realizar, assim como a esmerada execução da tarefa, são fatores fundamentais na qualidade final que será obtida, quer em nível de aspecto estético, quer quanto à garantia de potencialização da máxima aderência entre o material existente e o de reposição, quer ainda quanto à não diminuição da capacidade resistente do concreto da peça estrutural em questão. Este último aspecto é, muitas vezes, descuidado por projetistas e executores.

Sobre o assunto, Suprenant (1990) alerta que a preparação de superfícies e a remoção de concreto deteriorado necessariamente conduzirão a danos na epiderme do concreto sadio, que deverá receber o material de reposição. Será importante e fundamental que estes danos sejam reduzidos ao mínimo.

Hindo (1990) refere que a camada de concreto afetada por microfissuras provenientes da remoção da massa contaminada pode atingir, dependendo do impacto da técnica utilizada, até 1 cm de espessura.

Silfwerbrand (1990) examinou, através de ensaios “pull-off”, para um mesmo conjunto concreto existente e material de reposição, hipóteses de ruptura na interface assim definida, em função do tratamento dado à superfície existente, e observou que:

- 3 em 8 ensaios para superfícies apenas submetidas a jato de areia apresentam ruptura na interface;
- 5 em 16 ensaios para superfícies apicoadas e depois submetidas a jato de areia apresentam ruptura na interface, mas com uma força de arrancamento inferior em 54% à obtida com tratamento apenas com jato de areia.

O autor conclui que, comparativamente, a superfície fica mais bem preparada na segunda situação, porém mais susceptível de possibilitar a ocorrência de microfissuras na interface, responsáveis pela ruptura sob esforços mais baixos.



### 3.3 DEMOLIÇÃO DE CONCRETO

Em muitas situações, uma obra de recuperação ou reforço exige que parte da estrutura, ou mesmo que a estrutura como um todo, seja demolida, normalmente por notória incapacidade de reaproveitamento, ou, por outro lado, ainda que esteja sã, por não estar integrada num futuro processo de reconstrução ou de melhoramento.

Deve-se notar que, em muitos casos, a demolição é apenas parcial, sendo necessária a análise da estrutura por um engenheiro especialista, já que este serviço poderá modificar a configuração estática da estrutura, ou da parte da estrutura que permanecerá inalterada (caso, por exemplo, de uma viga contínua em que um dos vãos é demolido).

A demolição mais tradicional é a executada por martelos demolidores pesados, normalmente pneumáticos, sendo muito comum a situação de existirem vários martelos trabalhando em conjunto, recebendo ar de um mesmo compressor, que para tanto deve ser convenientemente dimensionado. Um martelo pneumático de 20 kg pode imprimir uma força da ordem de 3000 kN, e, nestas condições, as primeiras fissuras, em concretos de até 40 MPa, ocorrem em 10 segundos.

Este serviço é normalmente medido por m<sup>3</sup> geométrico, avaliado prévia ou posteriormente, a depender do caso, com o preço unitário devendo considerar os trabalhos preparatórios e a remoção do entulho resultante (com o respectivo empolamento incluído).

Os rendimentos médios alcançados podem chegar a 2 m<sup>3</sup>/dia para concreto simples e a 0,6 m<sup>3</sup>/dia para o concreto armado.



Fotografia 3.4 - Demolição de concreto

Há situações, no entanto, em que o construtor se vê forçado a recorrer a outros métodos, em virtude do tipo de estrutura a demolir ou dos condicionantes locais, como, por exemplo, quando se contempla a demolição de um grande conjunto estrutural. Nestes casos, a técnica de implosão, ou, quando esta for inviável, de demolição por impacto controlado de pesadas (até 20 kN) bolas de aço, são as mais recomendáveis, evidentemente requerendo a adoção de adequadas medidas de prevenção e de segurança.

Por outro lado, começam a ser comuns as demolições de peças estruturais pesadas, como blocos e paredes largas, armadas ou não, pela utilização de agentes demolidores expansivos, mas não explosivos, que resultam da mistura apropriada de um tipo muito especial de cimento Portland aditivado e água, que é vertida em buracos previamente executados na massa a demolir, em espaçamento tal que reproduzam uma malha uniforme de 0,5 m x 0,5 m de área, provocando a desagregação do concreto.

Na verdade, a demolição nesses casos é resultante da força expansiva que deriva da adição da água e do confinamento conferido à mistura pelas paredes do buraco. Há dois tipos

de expansores, o lento e o rápido (ver Figura 3.11), e, para qualquer dos dois casos, após a primeira fissuração, a aspersão de mais água sobre o concreto vai sempre acelerar o processo, abrindo cada vez mais as fendas. O agente a escolher depende diretamente da temperatura ambiente e do diâmetro do buraco a executar.

Outro método que merece citação é o da hidrodemolição, e atenção especial deve aqui ser prestada, porque, em países economicamente mais desenvolvidos, esta técnica já vem sendo utilizada também para cortar e não apenas demolir o concreto, dado já estar razoavelmente desenvolvido o controle da pressão a fazer atuar em função da espessura de concreto a ser removido, que varia entre 1 GPa e 5 GPa, com consumo de água entre 5 e 20 litros/minuto.

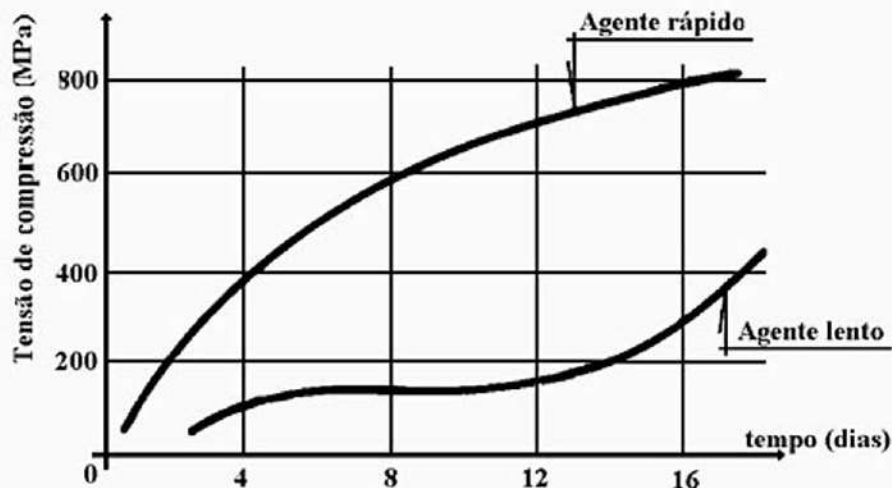


Figura 3.11 - Gráfico pressão induzida por agentes expansores demolidores x tempo ( $\phi = 20$  mm;  $20^\circ\text{C}$ )

Para a hidrodemolição, foi estabelecida por Cooley (1974) uma equação que permite prever (a ser corrigida em função do equipamento utilizado) a relação entre a profundidade de corte  $h$  e a pressão do jato d'água:

$$h = 0,8 D c_d^{1,5} \left[ 2 \left( \frac{\theta p}{f_{ck}} - 1 \right) \sqrt{\frac{v}{v_m}} \right] \quad (3.4)$$

- $D$  - diâmetro da mangueira;
- $c_d$  - ver equação (3.2);
- $\theta$  - fator de correção que depende de distância de aplicação do jato ( $\ell$ ):

$$\theta = 1,12 \left( \frac{\ell}{5} \right)^{0,11} \quad (3.5)$$

- $p$  - pressão da máquina  $p = \frac{v^2}{2}$ ;
- $v$  - velocidade do jato;
- $v_m$  - velocidade de deslocamento transversal do jato, ou seja, movimento da máquina ( $v$  e  $v_m$  dependem do equipamento).

As vantagens da utilização da hidrodemolição são várias, e vão desde a minimização do impacto ambiental (ausência de barulho e poeira) à rapidez de execução (0,5 m<sup>3</sup>/h), e passam, no caso de utilização como corte, à mínima microfissuração da superfície preparada. Nos ensaios de Silfwerbrand (1990) (ver parágrafo 3.2.7), em apenas 1 dos 15 ensaios deu-se a ruptura na interface, e com tensão 30% superior à máxima obtida com as outras técnicas de tratamento.

### **3.4 TRATAMENTO DE FISSURAS**

#### **3.4.1 IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE FISSURA E SELEÇÃO DA TÉCNICA A ADOTAR**

O tratamento de peças fissuradas está diretamente ligado à perfeita identificação da causa da fissuração, ou, dito de outra forma, do tipo de fissura com que se está a lidar, particularmente no que diz respeito à atividade (variação de espessura) ou não da mesma, e da necessidade ou não de se executar reforços estruturais (casos em que as fissuras resultam de menor capacidade resistente da peça).

A formulação do tratamento poderá ainda ser merecedora de alguns ajustes em função da existência ou não de rede de fissuras (quando a solução passará, normalmente, pela aplicação de revestimentos elásticos) e da penetração da fissura no elemento estrutural, ou seja, da superficialidade ou profundidade da fissura, particularmente quanto à definição do material a utilizar, já que o tratamento será normalmente mais simples nos casos superficiais, não sendo mesmo, em algumas situações, necessário recorrer-se às resinas epoxídicas, que são mais caras, podendo-se ficar pela utilização de nata de cimento Portland incorporada com aditivo expensor, nos casos de obstrução rija.

Havendo ou não atividade, sempre se pretenderá, com o tratamento, criar uma barreira ao transporte nocivo de líquidos e gases para dentro das fissuras, impedindo a contaminação do concreto e até das armaduras.

No caso das fissuras ativas, é só o que se pode fazer, a menos que seja eliminada a causa que as gerou, casos em que passarão a ser passivas. Assim, não terá sentido dizer-se do “fechamento” de fissuras ativas, porque se fosse tentado restabelecer o monolitismo a peça voltaria a se abrir, senão no mesmo ponto, que naturalmente deverá ter ficado mais resistente, ao menos ao lado, posto que a causa ainda persistirá.

Portanto, em se tratando de fissuras ativas, deve-se promover a vedação, cobrindo os bordos externos da mesma e, eventualmente, preenchendo-a com material elástico e não resistente. Deverá ser sempre uma obstrução macia, que admita e conviva com a patologia instaurada, impedindo, no entanto, a degradação do concreto.

Já nos casos passivos, para além do estabelecimento do dispositivo protetor, há que se garantir que a peça volte a funcionar como um todo, monoliticamente, ou seja, há que se fechar a fissura, o que é conseguido pela injeção de um material aderente e resistente, normalmente resina epoxídica.

#### **3.4.2 A TÉCNICA DE INJEÇÃO DE FISSURAS**

As fissuras com abertura superior a 0,1 mm devem ser injetadas, procedimento que é sempre feito sob baixa pressão ( $\leq 0,1$  MPa), com exceção dos casos em que as aberturas já são superiores a 3,0 mm e não muito profundas, quando é admissível o enchimento por gravidade.

Entende-se por injeção a técnica que garante o perfeito enchimento do espaço formado entre as bordas de uma fenda, independentemente de se estar injetando para restabelecer o monolitismo de fendas passivas, casos em que são usados materiais rígidos, como epóxi ou grouts, ou para a vedação de fendas ativas, que são situações mais raras, em que se estarão a injetar resinas acrílicas ou poliuretânicas.



O sucesso desta técnica estará diretamente ligado, além da correta seleção do material a utilizar, à experiência do aplicador e à conveniente seleção da bomba de injeção, que será variável em função da pressão a ser aplicada, ou, melhor dizendo, da espessura da fissura e de sua profundidade.



Fotografia 3.5 - Injeção de fissura

As resinas epoxídicas são as preferidas na grande maioria dos casos em que se pretende injetar fissuras inativas, por serem produtos não retráteis, de baixa viscosidade, altas capacidades resistente e aderente e bom comportamento em presença de agentes agressivos, além de endurecerem muito rapidamente e de continuarem a manter suas características básicas mesmo quando carregadas com “fillers”. São usualmente fornecidas em dois componentes líquidos – as epóxis bicomponentes são de qualidade superior às monocomponentes da mesma categoria –, quais sejam, a resina, propriamente dita, e o endurecedor, que apropriadamente misturados (normalmente em misturadores elétricos ou pneumáticos de baixa rotação), homogeneizam-se em um tempo da ordem dos 2 a 3 minutos.

A seleção do tipo de resina epoxídica a utilizar deverá contemplar basicamente três aspectos, além das garantias de qualidade básicas (ausência de retração, aderência, resistência, etc.), sendo função direta da patologia do quadro fissuratório com o qual se está lidando:

- viscosidade;
- módulo de elasticidade;
- “pot-life” da mistura, ou seja, coeficiente de polimerização, a ser regulado em função da temperatura ambiente, principalmente.

Pimentel e Teixeira (1978) sugerem que, em termos de viscosidade, adote-se:

- para abertura de fissuras  $\omega < 0,2$  mm, resinas epóxi líquidas bastante fluidas, com viscosidade em torno dos 100 cps a 20°C;
- para  $0,2 \text{ mm} < \omega \leq 0,6$  mm, resinas epóxi líquidas com viscosidade máxima de 500 cps a 20°C;
- para  $0,6 \text{ mm} < \omega \leq 3,0$  mm: resinas epóxi líquidas com viscosidade máxima de 1500 cps a 20°C;
- para  $\omega > 3,0$  mm, resinas epóxi puras ou com carga.

O processo de injeção propriamente dito deve observar os seguintes passos:

1º) abertura de furos ao longo do desenvolvimento da fissura, com diâmetro da ordem dos 10 mm e não muito profundos (30 mm), obedecendo a espaçamento  $\ell$  que deve variar entre os 50 mm e os 300 mm, em função da abertura da fissura (tanto maior quanto mais aberta esta for), mas sempre respeitando um máximo de 1,5 vezes a profundidade da fissura (ver Fig. 3.12);

2º) exaustiva e consciente limpeza da fenda – ou do conjunto de fissuras, se for o caso – e dos furos, com ar comprimido, por aplicação de jatos, seguida de aspiração, para remoção das partículas soltas, não só as originalmente existentes (sujeiras) mas também as derivadas da operação de furação;

3º) nos furos, são fixados tubinhos plásticos, de diâmetro um ponto inferior ao da furação, com parede pouco espessa, através dos quais será injetado o produto. A fixação é feita através do próprio adesivo que selará o intervalo de fissura entre dois furos consecutivos (ver Fig. 3.12);

4º) a selagem é feita pela aplicação de uma cola epoxídica bicomponente, em geral aplicada a espátula ou colher de pedreiro. Ao redor dos tubos plásticos, a concentração da cola deve ser ligeiramente maior, de forma a garantir a fixação deles.

A selagem tem o objetivo de arrematar a injeção, protegendo a própria resina. Assim, a cola deve ser aplicada com cuidado, apertando-se com firmeza, através da espátula, todo o material aplicado, cuja espessura deve ser da ordem de 1 mm a 5 mm, sendo tão mais fina quanto mais elevada for a temperatura. Acima de 30°C, o “pot-life” da cola é da ordem de 20 minutos, e, nesta temperatura, a cola tende a escorrer.

O consumo médio é de 2 kg de mistura para uma película de 1 mm, sobre 1 m<sup>2</sup>. A densidade média destas colas é de 1,6.

É fundamental que a cola epoxídica tenha garantidas as suas qualidades de resistência ao intemperismo e à ação dos agentes agressivos, de aderência às bases sobre as quais foi aplicada, de deformabilidade e de recuperação elástica. A selagem deve ser protegida de agressões mecânicas por um período de 12 horas;

5º) antes de se iniciar a injeção, a eficiência do sistema deve ser comprovada, o que pode ser feito pela aplicação de ar comprimido, testando então a intercomunicação entre os furos e a efetividade da selagem. Se houver obstrução de um ou mais tubos, será indício de que haverá necessidade de reduzir-se o espaçamento entre eles, inserindo-se outros a meio caminho;

6º) testado o sistema e escolhido o material, a injeção pode então iniciar-se (ver Fig. 3.13), tubo a tubo, sempre com pressão crescente, escolhendo-se normalmente como primeiros pontos aqueles situados em cotas mais baixas.

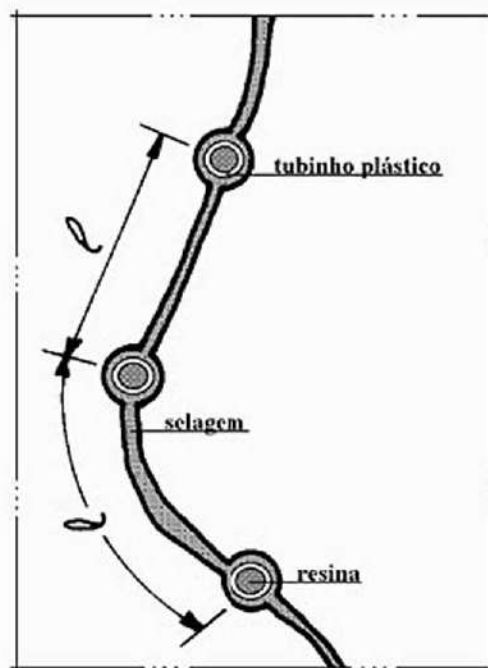


Figura 3.12 - Preparação da fenda para o procedimento de injeção



Figura 3.13 - Exemplo de injeção por pistola de aplicação manual e cartucho



Quando se estiver a injetar através de um determinado tubo, o tubo imediatamente a seguir deve estar aberto, devendo-se prosseguir a injeção até a evidência da saída do material por ele.

Sempre que se verifique haver dificuldades na entrada da resina, a pressão de injeção terá que ser mantida por períodos mais dilatados (15 minutos), devendo ser suspensa caso a pressão se eleve em demasia ou quando não seja observada nenhuma pressão, o que caracterizaria fuga de resina.

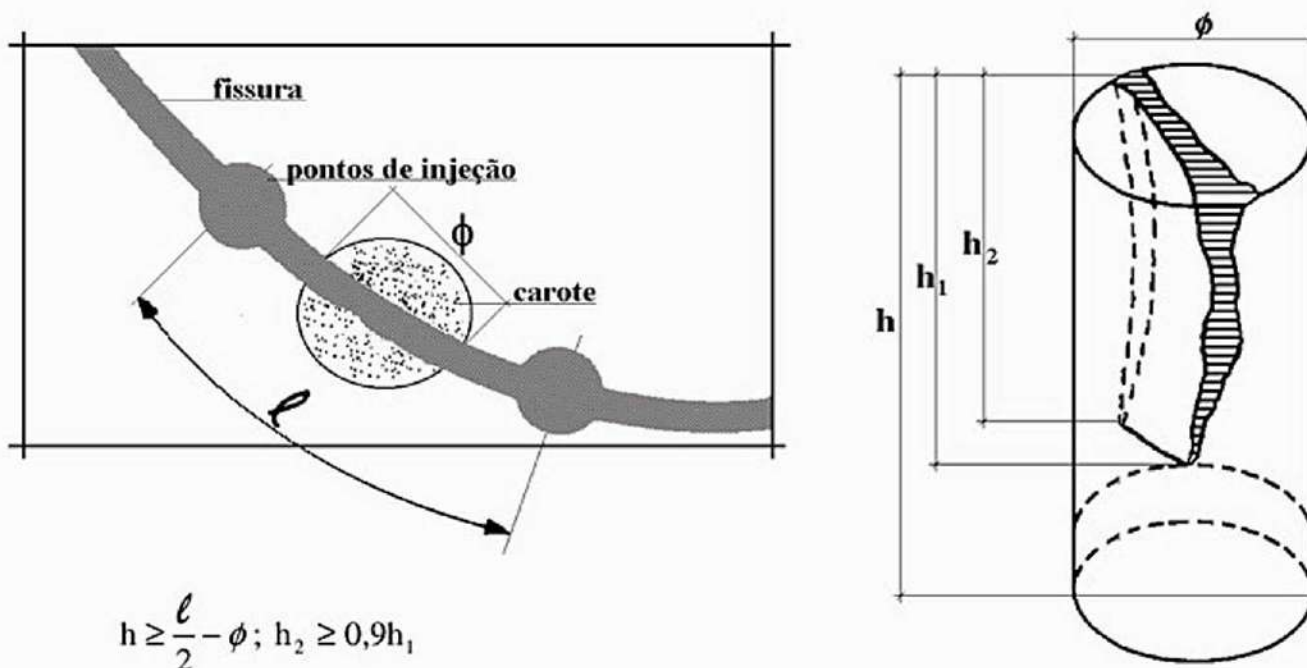
Havendo sucesso na primeira etapa de injeção, ou seja, com a saída da resina pelo tubo imediatamente a seguir, veda-se o primeiro tubo, passando-se a injetar pelo segundo, com o terceiro aberto, e assim sucessivamente.

Os tubinhos de plástico devem ser conservados de meio dia a um dia após o término da injeção, quando serão removidos, promovendo-se a regularização dos locais onde estavam fixados com a própria cola de injeção.

Não havendo sucesso pleno na injeção, pode-se tentar fazê-la por etapas, sistema que se caracteriza por aproveitar o próprio endurecimento do material que já foi injetado para conseguir reduzir a possibilidade de fugas.

O controle de qualidade dos serviços de injeção deve atender a duas inspeções distintas:

- recepção dos materiais, em que é fundamental a observação da garantia de fabricação, certificado de origem e comprovação das qualidades e características básicas (cor, viscosidade, módulo de elasticidade, resistência, etc.);



Figuras 3.14 - Avaliação da eficiência de injeção de fissuras por inspeção em testemunhos

- comprovação da efetividade da injeção, o que é feito pela retirada de testemunhos, que compreendam de preferência a totalidade da profundidade da fissura, possibilitando observação a olho nu ou com a ajuda de uma lupa. Admite-se que a injeção tenha sido satisfatória quando pelo menos 90% do comprimento da fissura visível no testemunho estiver injetado (Figuras 3.14).



### 3.4.3 A TÉCNICA DE SELAGEM DE FISSURAS

A selagem é a técnica de vedação dos bordos das fissuras ativas pela utilização de um material necessariamente aderente, resistente mecânica e quimicamente, não retrátil e com módulo de elasticidade suficiente para adaptar-se à deformação da fenda.

Para as situações de fendas com aberturas inferiores a 10 mm, o processo de selagem já foi descrito, posto ser o mesmo necessário para a vedação superficial das fissuras ativas (item 3.4.2, etapa 4ª do processo de injeção).

Em fissuras com abertura superior a 10 mm, dever-se-á proceder da forma descrita a seguir:

1º)  $10 \text{ mm} < \omega < 30 \text{ mm}$  – enchimento da fenda, sempre na mesma direção, com grout, podendo, em alguns casos, haver a adição de carga, procedendo-se a selagem convencional das bordas, com produto à base de epóxi (ver Fig. 3.15);

2º)  $\omega > 30 \text{ mm}$  – a selagem aqui já passa a ser encarada como se fosse a vedação de uma junta de movimento e que prevê a inserção de um cordão em poliestireno extrudado, ou de uma mangueira plástica, para apoio e isolamento do selante do fundo da fenda (ver Fig. 3.16). Uma outra hipótese é a colocação de juntas de neoprene, que deverão aderir aos bordos da fenda, devidamente reforçados para o efeito (ver Fig. 3.17).

Em se utilizando o mastique como selante, é necessária a prévia colocação, no fundo do entalhe, de um cordão de poliestireno extrudado (ou, nos casos de menor movimentação, de uma mangueira plástica), que além de servir como material de pré-enchimento (limitando a quantidade de selante a ser utilizado), impedirá também que o mastique venha a aderir ao fundo da fissura, o que comprometeria não só a sua durabilidade, mas o seu próprio trabalho.

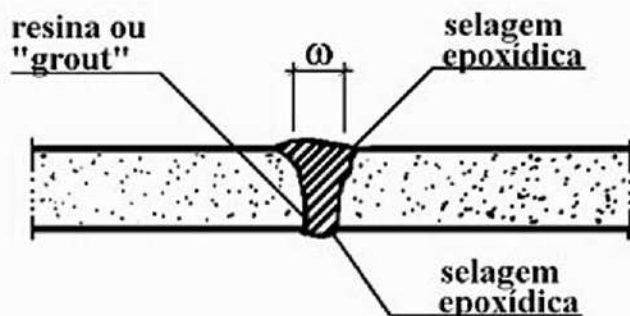


Figura 3.15 - Selagem de fendas com abertura  $\omega$  entre 10 mm e 30 mm

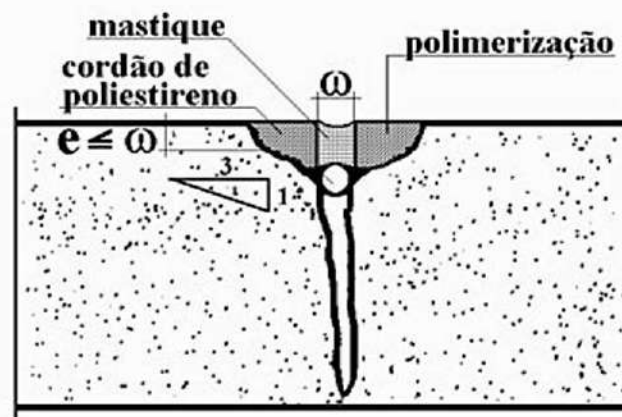


Figura 3.16 - Vedação de fendas de grande abertura com mastique

É usual a pincelagem dos bordos da junta, e do próprio cordão, com um primário (normalmente os epoxídicos têm melhor desempenho), servindo como ponte de aderência entre o concreto e o selante. Finalmente, aplica-se o mastique, o que deve ser feito de uma só vez, apertando-se o bico da bisnaga contra o fundo da junta, após o que a superfície final deverá ser cuidadosamente alisada a espátula.

Na hipótese de recurso à vedação com junta em borracha neoprene especial, esta cumprirá as funções do mastique e do cordão, sendo aderida aos bordos da fenda através de adesivos epoxídicos, e, em alguns casos, sendo merecedora de uma discreta pressurização posterior.

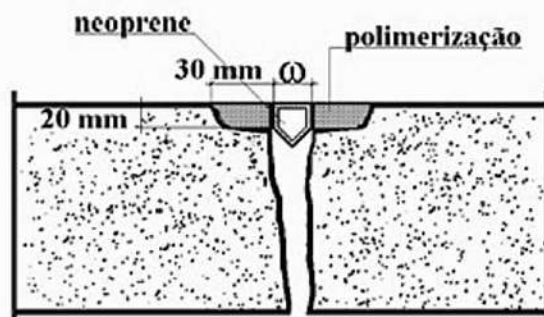


Figura 3.17 - Vedação de fendas de grande abertura com neoprene

O fato de se injetar essa pressão implica expansão do núcleo, o que, por sua vez, provoca o aperto das paredes da borracha de encontro aos bordos, mobilizando a cola epoxídica em toda a sua capacidade.

Observando-se as Figuras 3.16 e 3.17, vê-se que em qualquer caso é necessário o fortalecimento da superfície mais externa dos bordos das fendas, para garantir que o reparo seja efetivo, e não venha a fracassar justamente pela perda de aderência

localizada. Se tal reforço não for previsto, ou seja, se o concreto for mantido como originalmente, este inconveniente poderá vir a acontecer, já que esta é uma região de concreto mais fraco, não só pelo contato com as fôrmas, na concretagem, mas também pela própria energia desprendida na abertura da fenda.

### 3.4.4 COSTURA DAS FISSURAS (GRAMPEAMENTO)

Nos casos de fissuras ativas e em que o desenvolvimento delas acontece segundo linhas isoladas e por deficiências localizadas de capacidade resistente, poderá vir a ser conveniente a disposição de armadura adicional, de forma a resistir ao esforço de tração extra que provocou a fendilhação. Em função do seu aspecto e de seu propósito, estas armaduras são chamadas grampos, sendo este o processo de costura das fendas (ver Fig. 3.18).

A técnica é de discutível aplicação caso não haja a perfeita configuração da situação indicada no parágrafo anterior, pois aumenta a rigidez da peça localizadamente e, se o esforço gerador da fenda continuar, com certeza produzirá uma nova fissura em região adjacente.

Em qualquer situação, e para minorar estes efeitos, os grampos devem ser dispostos de forma a não introduzirem esforços em linha, nem mesmo os de ancoragem no concreto, pelo que devem ser diferentemente inclinados em relação ao eixo da fissura e ter comprimento variável, à semelhança do que é feito no caso de emendas de barra de aço embutida no concreto.

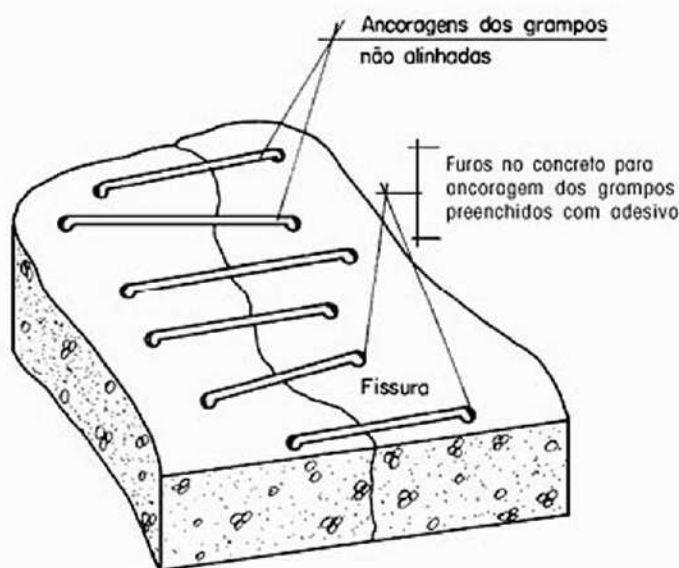


Figura 3.18 - Reparo de uma fissura por costura

As etapas de execução da técnica de costura de fissuras são:

- 1º) sempre que possível, descarregamento da estrutura, pois o processo em questão não deixa de ser um reforço;
- 2º) execução de berços na superfície do concreto, para assentamento das barras de costura, incluindo, se a opção for por ancoragem mecânica, a execução de furação no concreto para amarração das extremidades dos grampos, sendo estes buracos devidamente cheios com adesivo apropriado;
- 3º) se a opção for esta, injeção da fenda com resinas epoxídicas ou cimentícias, fazendo a selagem a um nível inferior ao do berço executado. O grampeamento deve ser, sempre e necessariamente, posterior à injeção;
- 4º) colocação dos grampos e complementação dos berços executados com o mesmo adesivo utilizado para a selagem;
- 5º) as fendas devem ser costuradas nos dois lados da peça, se for o caso de se estar lidando com peças tracionadas.

Uma opção alternativa à costura é a da introdução de compressão, por aplicação de cabos de aço ou barras comuns, eliminando assim, por compensação, os esforços de tração (ver Figura 3.19). Nestes casos, o processo é muito mais relacionado com o dimensionamento estrutural de um reforço do que propriamente com o tratamento de fissuras como uma técnica em si. De qualquer forma, em se adotando esta opção, há que se levar em conta a introdução de esforços localizados nas regiões de ancoragem das barras ou cabos.

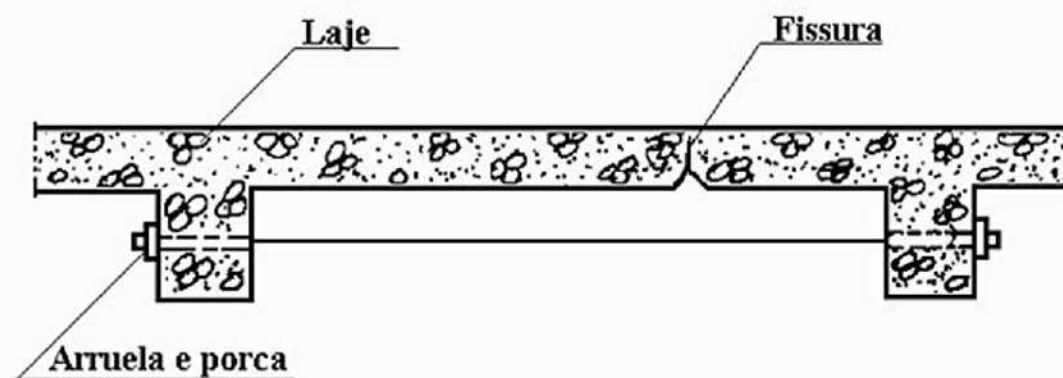


Figura 3.19 - Anulação das tensões de tração pela introdução de protensão exterior

### 3.5. FURAÇÃO DO CONCRETO PARA ANCORAGEM DE BARRAS DE ARMADURA

A ancoragem de barras de aço de reforço em concreto existente já foi comentada no item 3.2.6, e exemplificada na Figura 3.10. Trata-se aqui, também, do material que será utilizado para o enchimento do furo.

No caso de amarração de barras de armadura à compressão, principalmente no reforço de pilares, por chumbamento de novas barras à sapata ou ao bloco existente, o produto a utilizar poderá ser “grout”, com ou sem carga, desde que o diâmetro do furo seja pelo menos o dobro do da barra, com folga mínima, no raio, de 1 cm. Caso contrário, deverá ser utilizada a resina epoxídica, como no caso da flexão.



Normalmente, na ancoragem de barras à flexão não é possível fazer-se furos de grande diâmetro, devendo então o enchimento ser feito com resina epoxídica, sem nenhuma carga. É possível, dependendo do caso, proceder-se ao enchimento por gravidade, sendo então necessário executar os furos ligeiramente inclinados (ver Figura 3.20).

Nestes casos, a limpeza prévia do furo reveste-se ainda de maior importância, e a resina deve ser vertida antes da inserção da barra, que expulsará a quantidade excedente.

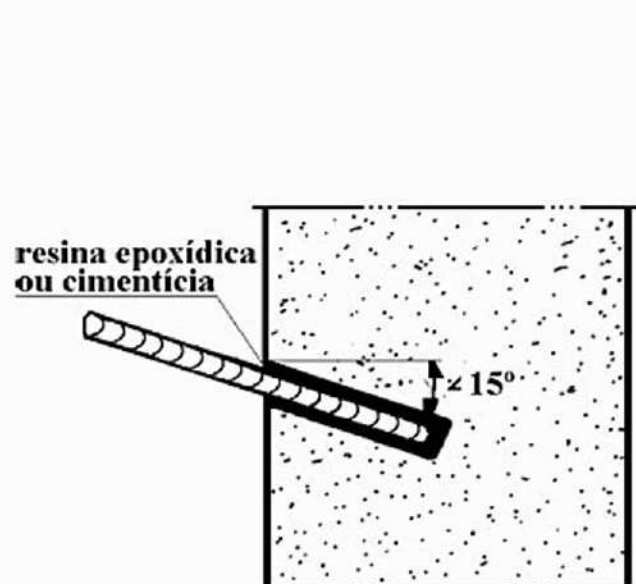


Figura 3.20 - Ancoragem de barras à flexão, com enchimento da furação por gravidade

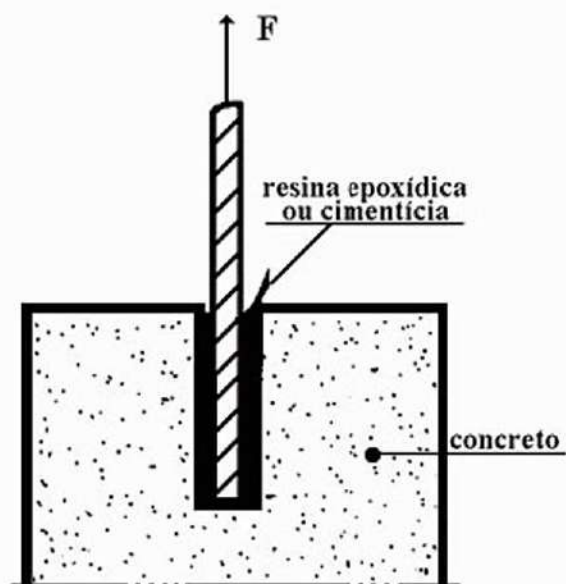
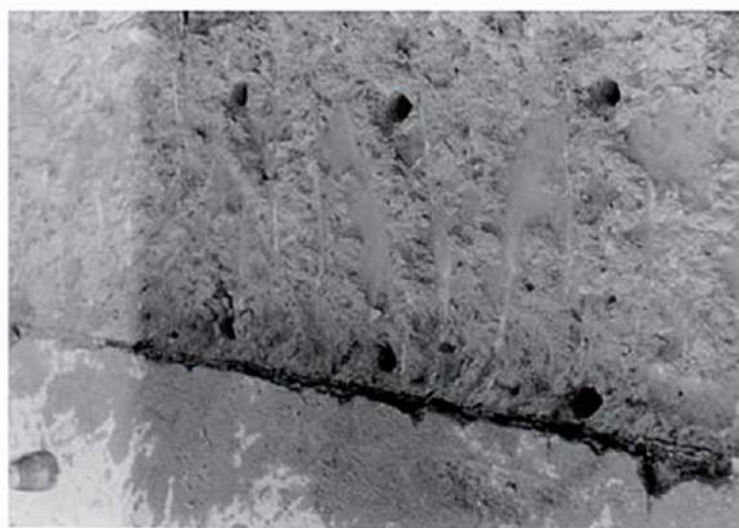


Figura 3.21 - Exemplo de ensaio de arrancamento de barras imersas em meio resinoso

Em qualquer situação, recomenda-se a execução de ensaios de arrancamento (ver Figura 3.21) e deslizamento, moldando-se corpos-de-prova que reproduzam a situação da obra.



Fotografia 3.6 - Furação para ancoragem das barras da armadura

## 3.6 REPAROS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS

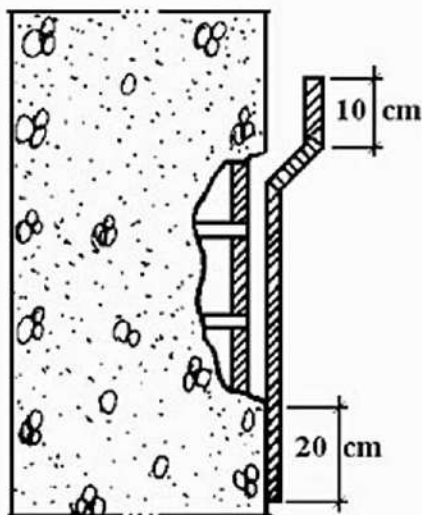
### 3.6.1 INTRODUÇÃO

Como já dito anteriormente, uma estrutura pode apresentar-se doente em vários graus e, quando isto ocorre, é necessário intervir-se para que a sua integridade seja garantida. Quando os serviços a serem executados nesta intervenção não implicarem introdução de materiais com a finalidade de aumentar ou de reconstituir a capacidade portante da estrutura, chamamos a eles de trabalhos de recuperação ou de reparo da estrutura, sendo chamado de reforço em caso contrário.

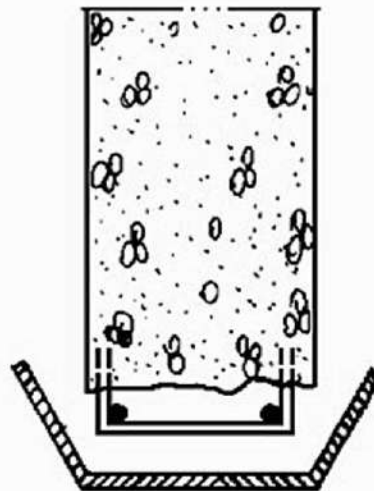
De acordo com a profundidade dos danos, os serviços de reparo ou recuperação podem ser classificados em reparos rasos ou superficiais, reparos semiprofundos e reparos profundos, sendo que os reparos rasos, por sua vez, são classificados de acordo com a área em que se está a intervir – em pequenas ou em grandes áreas. A técnica e os materiais a serem utilizados nestes trabalhos dependerão do tipo e da extensão dos danos e de fatores econômicos.

Os reparos rasos ou superficiais são aqueles cuja profundidade é inferior a 2,0 cm, sendo considerados em pequenas áreas os que forem executados em superfícies de até 15 cm<sup>2</sup>, e em grandes áreas os demais.

Os reparos semiprofundos são aqueles cuja profundidade está entre 2,0 e 5,0 cm, normalmente atingindo as armaduras (ver Figura 3.8). Ao redor da armadura a ser substituída deve ser efetuada uma limpeza de 2,0 a 3,0 cm de profundidade.



(a) Pilar



(b) Viga

Figura 3.22 - Fôrmas com cachimbos

Figura 3.23 - Fôrma com dispositivo de pressão

Os reparos profundos são aqueles que atingem profundidades superiores a 5,0 cm. Para sua execução, as cavidades deverão ser cuidadosamente preparadas, removendo-se todo o concreto danificado até que o concreto sã seja atingido, quando então a superfície deve ser regularizada, mas nunca alisada, de forma a que a aderência com o material de reparo não seja prejudicada. O corte do concreto deteriorado deve obedecer ao descrito em 3.2.6.

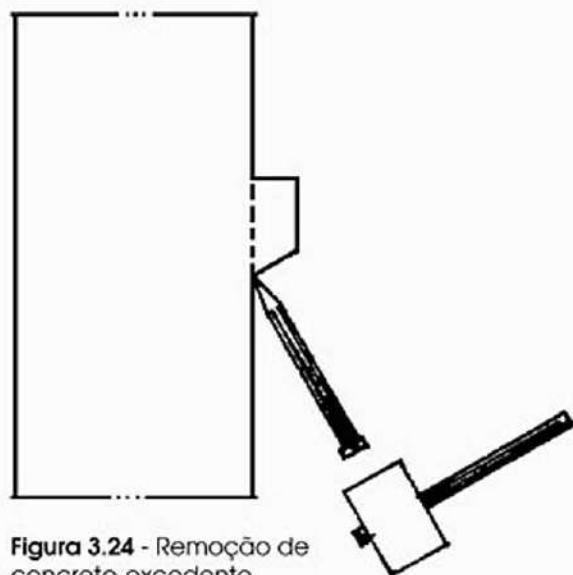


Figura 3.24 - Remoção de concreto excedente

A utilização de fôrmas é muitas vezes necessária, e em casos de cavidades de grandes dimensões elas devem ser preenchidas em camadas horizontais, movendo-se as fôrmas de baixo para cima à medida em que a cavidade for sendo preenchida. As Figuras 3.22 e 3.23 mostram alguns tipos de fôrmas que podem ser utilizados.

Após a desforma, a peça reparada pode apresentar algumas protuberâncias que, principalmente por motivos estéticos, devem ser cuidadosamente removidas, utilizando-se, para tanto, ponteiros ou talhadeiras e marreta, da forma mostrada na Figura 3.24.

### 3.6.2 REPAROS COM ARGAMASSA

Esta é uma técnica que pode, em princípio, ser utilizada para reparos superficiais de qualquer tamanho em área, mas apenas para pequenas profundidades – no máximo 5 centímetros, mas mantendo uma certa relação com a área; por exemplo, para áreas pequenas de até 10 cm<sup>2</sup>, pode-se ir a até 5 cm de profundidade, mas para áreas de até 1,0 m<sup>2</sup>, apenas a 2,5 cm de profundidade. Esta técnica é normalmente empregada apenas para os casos em que o que está deteriorado é a camada de concreto de cobrimento das armaduras, sendo portanto de grande importância que o interior do elemento estrutural não apresente anomalias, ou, caso as apresente, que elas sejam sanadas antes da utilização desta técnica. Exemplos típicos de serviços nos quais esta técnica deve ser utilizada são o enchimento de falhas e a regularização de lajes, a correção de deteriorações de pequena monta e a reconstituição de juntas quebradas de elementos estruturais.

O material a ser utilizado dependerá da natureza do serviço, das causas que o tornaram necessário e da finalidade do elemento estrutural. Assim, no caso de lajes, por exemplo, pode-se utilizar material que permaneça aderido à base ou não. Se a laje estiver sujeita a ataques severos, de natureza física ou química, as camadas de regularização não devem ser aderentes ao concreto de base, já que isto dificultará uma substituição futura que porventura se faça necessária. Isto também é válido para o caso de reparos em elementos estruturais sujeitos a movimentações (deformações regeneráveis) e deve-se então lançar mão de um material de interface, como areia ou plástico, que garanta a efetiva separação das camadas.

Como em qualquer serviço de recuperação, deve-se, para se obter como resultado um reparo de boa qualidade, eliminar todos os pontos fracos da superfície a ser reparada antes da aplicação do novo material, deixando somente material com resistência adequada, compacto e áspero, isento de poeira, óleo e graxa e tudo o mais que possa interferir entre o novo material e a superfície existente.

Nesta técnica é muito importante que a impermeabilidade seja garantida, especialmente quando o elemento estrutural estiver em meio agressivo.

O tipo de argamassa a ser utilizada em reparos superficiais de concreto deve ser definido basicamente em função da deterioração ocorrida, na qualidade final desejada e no custo. Três são os tipos de argamassas que podem ser utilizadas em serviços desta natureza: argamassa de cimento e areia; argamassas com polímeros; e argamassas epoxídicas.



### 3.6.2.1. Argamassas de cimento e areia

#### a) Argamassa convencional de cimento e areia

Este material é utilizado para preencher a cavidade originada pela deterioração ou desgaste de elementos estruturais. Trata-se de uma argamassa comum de cimento, areia e água, geralmente confeccionada no traço 1:3 em volume e com fator água cimento de 0,45. Alternativamente, podem ser utilizadas argamassas industrializadas (apresentadas sob a forma de dois componentes: líquido e pó). Ela pode ser aplicada sobre uma fina camada de adesivo epoxídico, servindo este adesivo para melhorar a resistência da ligação entre o material de base existente e o novo material. Na maioria dos casos, no entanto, este adesivo pode ser dispensado, bastando que seja executado, "a priori", um cuidadoso enrugamento da superfície existente.

Segundo Datta (1978), para que o resultado final seja de boa qualidade é necessário, quando se utiliza este tipo de argamassa, que a espessura mínima de corte do concreto existente seja de 2,5 cm (ver Figura 3.25).

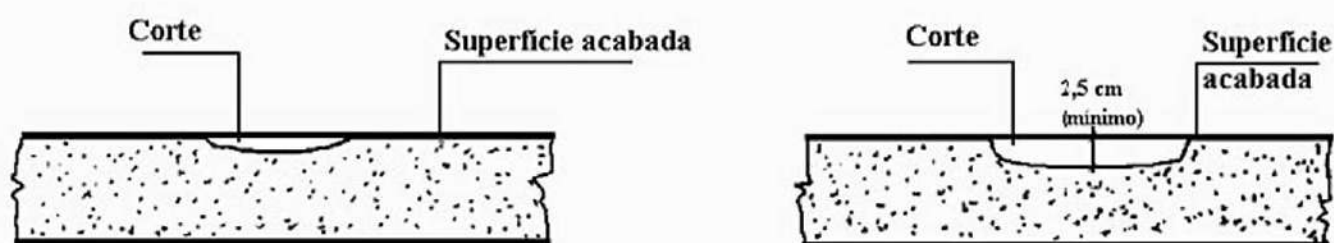


Figura 3.25 - Reparo de superfície deteriorada

A cura deve ser úmida, durante 1 a 3 dias (depende das condições climáticas), podendo-se também utilizar a cura química, pela aplicação de adesivo PVA ou de adesivo acrílico diluído (1 de adesivo para 10 de água) sobre a superfície. O uso de adesivos, entretanto, encarece o processo e prejudica os trabalhos de acabamento.

No caso de reparos superficiais em grandes áreas a argamassa deve ser aplicada por faixas de no máximo 1,0 m de largura, e com espessura máxima de 1,0 cm, para diminuir os efeitos de retração. No caso de reparos semiprofundos e profundos, o serviço deve ser executado por camadas de no máximo 1,0 cm de espessura, sendo cada camada pressionada contra a face previamente arranhada da camada anterior. Uma camada só deve ser executada após a camada anterior ter adquirido resistência suficiente para recebê-la.

#### b) Argamassa farofa

Esta técnica é utilizada para preencher cavidades existentes em elementos estruturais de concreto danificados, em que se usa como material a argamassa farofa, cujas características estão descritas no item 2.4.1.2.

Embora esta técnica possa ser utilizada, em princípio, para o preenchimento de quaisquer cavidades com pelo menos 2,5 cm de profundidade, há alguns casos em que ela deve ser evitada, como, por exemplo, para revestimentos extensos, com grandes áreas superficiais. Deve-se também evitar o seu uso em locais de difícil acesso, como atrás de obstáculos (armaduras, por exemplo), regiões onde não se disponha de contenção lateral (quinas), ou em buracos que atravessem o elemento estrutural, por não existir superfície de apoio para a argamassa.

Estas argamassas devem ser aplicadas em camadas de no máximo 1,0 cm de espessura, compactadas energeticamente por meio de soquete de madeira (ver Figura 3.26). O soquete metálico não é recomendado, já

que ele deixaria a superfície muito lisa e prejudicaria a adesão da camada seguinte. O soquete deve ser aplicado do centro do reparo para as laterais, ligeiramente inclinado no sentido dos lados da cavidade, o que garantirá melhor aderência entre a argamassa e a camada inferior.

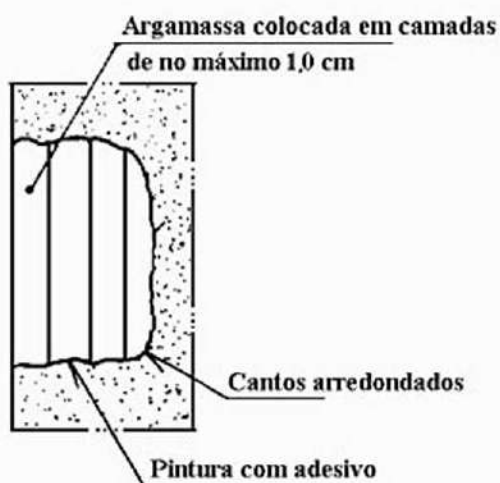


Figura 3.26 - Argamassa farofa

Os soquetes usualmente empregados têm 2,5 cm de diâmetro, e de 20 a 25 cm de comprimento, sendo o acabamento final feito com desempenadeira de madeira. A cura pode ser química ou úmida.

Entre cada duas camadas deve-se encunhar britas, por meio do soquete, que precisam penetrar totalmente, levando a argamassa a transbordar. A camada anterior deve ser sempre arranhada antes da aplicação da nova camada.

### 3.6.2.2 Argamassas com polímeros

O adição de resina sintética polimérica à argamassa de cimento e areia permite reduzir a água de mistura necessária, além de manter a plasticidade deste material, reduzir a permeabilidade e dar ótimo poder de aderência com o concreto endurecido.

#### a) Argamassa convencional com adesivo PVA ou com adesivo acrílico

Este material tem seu uso recomendado para reparos superficiais em grandes áreas e para reparos semiprofundos. A argamassa deve ser preparada com um traço cimento:areia de 1:2,5 ou de 1:3, e o adesivo PVA deve ser adicionado à água de amassamento com uma parte de adesivo para três partes de água. Deve-se, além disto, preparar uma solução de adesivo e água na proporção 1:1, que será utilizada para pintura da superfície a ser reparada, após esta ter sido preparada a úmido, enrugada, e estar totalmente limpa e com os cantos arredondados.

Após a película pintada sobre a superfície ficar pegajosa, aplica-se a argamassa previamente preparada em camadas nunca superiores a 1,0 cm de espessura, compactando-as vigorosamente. Todo o processo de reparo e de cura é como o descrito para o caso de utilização de argamassas de cimento e areia.

Os reparos executados com a utilização destas argamassas devem estar localizados em ambientes internos, livres da presença constante de água. No caso de elementos estruturais que ficarão em contato permanente com água, o adesivo PVA deve ser substituído por adesivo acrílico.

#### b) Argamassa seca com adesivo PVA ou com adesivo acrílico

Trata-se de material semelhante à argamassa farofa e tem aplicação recomendada para reparos profundos em elementos que não fiquem em contato permanente com a água, caso em que ele deve ser substituído por um adesivo acrílico.

A argamassa de cimento e areia, na proporção de 1:2,5 ou de 1:3, deve ser preparada adicionando-se o adesivo PVA à água de amassamento, na proporção de uma parte de adesivo para três partes de água, sendo que a quantidade de água a utilizar deve ser apenas a suficiente para permitir fazer uma bola de argamassa com as mãos, a qual deve ter pouco ou nenhum brilho provocado pela água.

Como no caso anterior, deve-se também preparar a solução de adesivo e água que será utilizada para pintar a superfície a ser reparada, e a argamassa será aplicada como descrito em 3.6.2.1.b.

### 3.6.2.3 Argamassas epoxídicas

As argamassas epoxídicas são aquelas em que o aglomerante é uma resina epoxídica. Pelo fato de que as argamassas epoxídicas possuem elevadas resistências mecânica e química, além de apresentarem excepcional aderência ao aço e ao concreto, elas são recomendadas para recuperar superfícies de concreto de vertedouros, canais, bordas de juntas de dilatação de estruturas de concreto, pistas e rodovias de concreto de CP e elementos estruturais expostos a agentes agressivos, além de também serem apropriadas para todos os casos de reparos nos quais haja a necessidade de liberação da estrutura poucas horas após a execução do serviço.

Segundo Johnson (1973), “quando se tem a necessidade de um pequeno volume de material, quando se trata de recuperar seções de espessura fina, ou quando se deve pôr em serviço a obra antes que a argamassa ou concreto normal tenha tempo de endurecer, deve-se utilizar uma argamassa tendo a resina epóxi como aglomerante. Nos demais casos, é mais econômico utilizar-se outro tipo de argamassa”.

A argamassa epoxídica é normalmente um produto industrializado, tendo diversas fórmulas que possibilitam sua utilização em casos vários. Em vista disto, Johnson aconselha que sejam feitos ensaios, sempre que possível, ou sejam consultados dados proporcionados por experiências em obras semelhantes, para que se possa fazer o uso mais adequado possível do material.

Johnson fez algumas observações relacionadas com as propriedades do epóxi, que devem ser levadas em conta quando da decisão sobre o material a utilizar no serviço. São elas:

- i) Compatibilidade térmica: existe uma significativa diferença entre os coeficientes de dilatação térmica do concreto comum e da argamassa epoxídica. No caso de existir a possibilidade de ocorrerem grandes variações térmicas, devem ser previstas juntas de dilatação relativamente próximas, ou então aumentar o volume de agregado utilizado na mistura, o que aproxima os coeficientes de dilatação dos dois materiais. A Figura 3.27 ilustra o efeito da relação agregado/epóxi sobre o coeficiente térmico da argamassa;

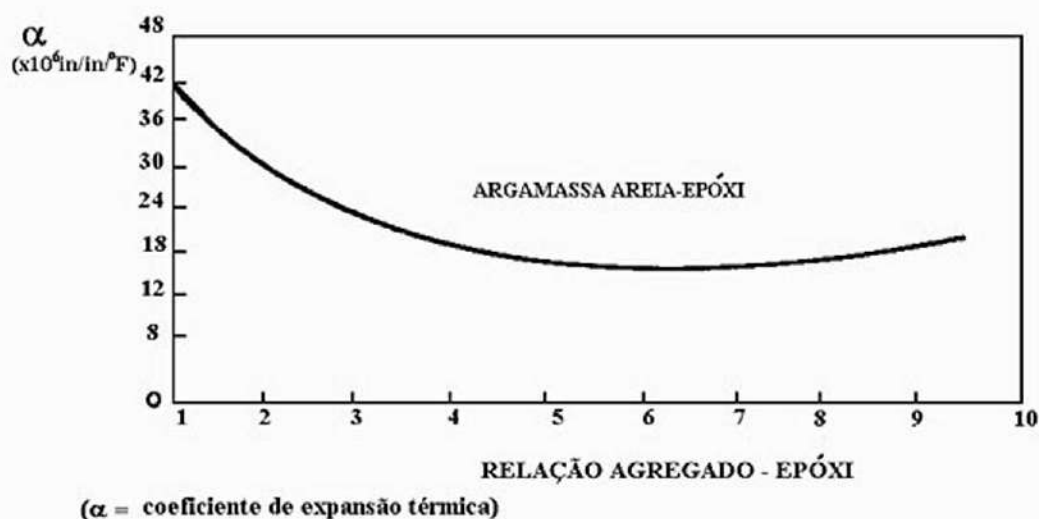


Figura 3.27 - Efeito da relação agregado/epóxi sobre o coeficiente de dilatação térmica da argamassa epoxídica (ACIC503, 1977)

- ii) Baixas temperaturas: os produtos de base epoxídica tendem a fragilizar-se quando expostos a temperaturas muito baixas;



iii) Resistência da superfície de ligação: a resistência e a aderência de uma argamassa epoxídica são, em geral, superiores às do concreto, como tem sido demonstrado em diversos ensaios à flexão, à tração e à compressão. A ruptura se procede com muito maior frequência no concreto e não na união. O Quadro 3.1 apresenta as resistências típicas dos dois materiais;

	Flexão (MPa)	Tração (MPa)	Compressão (MPa)
Concreto estrutural (típico)	3,5 - 7,0	2,1 - 4,9	21,1 - 70,3
Componentes epoxídicos (típicos)	10,5 - 35,1	3,5 - 35,1	35,0 - 84,0

**Quadro 3.1** - Comparação das propriedades mecânicas entre os concretos comuns e os concretos epoxídicos

iv) Resistência a altas temperaturas: os compostos epoxídicos não devem ser utilizados onde haja grande incidência calorífica, pois resistem mal a altas temperaturas. Segundo o ACI Comittee 503, as propriedades dos sistemas epoxídicos devidamente curados são em geral satisfatórias até a temperatura de 66,5°C. A altas temperaturas elas se anulam, e acima de 300°C o epóxi se volatizará ou carbonizará.

v) Umidade durante a aplicação: é importante que a superfície de ligação onde será aplicada a argamassa epoxídica esteja seca, para que se tenha uma boa aderência. Em caso de necessidade, podem ser obtidos compostos de formulação especial que endurecem em contato com a água, ou até mesmo quando submersos.

#### a) Argamassa epoxídica propriamente dita

Trata-se de uma argamassa pronta, que é fornecida em três componentes: um endurecedor (líquido), uma resina base (líquida) e o agregado (pó), e a sua preparação, seguindo-se as recomendações do fabricante, deve ser tal que seja obtida uma mistura uniforme e homogênea.

Sua aplicação é feita em duas etapas. Inicialmente, usando-se uma trincha, aplica-se uma pintura da primeira mistura (resina e endurecedor) à superfície base, que deve ter recebido tratamento a seco. A seguir aplica-se a argamassa, pressionando-se de forma a garantir a perfeita união argamassa-base, dando-se, ao final, o acabamento com desempenadeira de aço.

A cura deste material pode oferecer problemas operacionais. No início da cura, e até o seu endurecimento, deve-se ter uma temperatura superior a 14°C, mas, após isto, e por um período de 4 horas, a temperatura superficial deve estar entre os 32°C e os 40°C, o que pode requerer a utilização de luz infravermelha ou de aquecedores elétricos.

Esta argamassa pode ser utilizada com vantagens em reparos superficiais em pequenas áreas, em virtude de seu pequeno tempo de cura, mas nos outros casos o processo pode se inviabilizar economicamente.

#### b) Argamassa convencional com adesivo epóxi

Este material tem seu uso recomendado para reparos superficiais em grandes áreas e para reparos semiprofundos. A argamassa deve ser preparada no traço cimento:areia de 1:2,5 ou 1:3, devendo o fator água/cimento ficar compreendido entre 0,33 e 0,40.

As superfícies devem ser preparadas a seco, ficando enrugadas e apresentando os cantos arredondados. A resina deve ser aplicada sobre a superfície base, e ainda deve estar fluida quando da aplicação da argamassa. Depois disto, seguem-se os passos indicados para o caso da utilização de argamassa de base mineral.

#### c) Argamassa seca com adesivo epóxi

É um material semelhante à argamassa farofa, e que tem a sua aplicação recomendada para reparos profundos. A argamassa de cimento e areia deve ser preparada no traço de 1:2,5 ou de 1:3, à qual se adiciona o adesivo epoxídico, sendo que a quantidade de água a utilizar deve ser apenas suficiente para permitir fazer uma bola de argamassa com as mãos, a qual deve ter pouco ou nenhum brilho provocado pela água. A argamassa será aplicada como descrito em 3.6.2.1.b.

#### 3.6.2.4 Argamassa projetada com aditivo acelerador

Este procedimento, em virtude do custo relativo à mobilização do equipamento, é recomendado apenas para reparos em grandes áreas, superficiais ou semiprofundos. O material tem sua aplicação feita de forma semelhante à do concreto projetado, como será visto adiante, e os mesmos cuidados ali descritos devem ser aqui tomados.

A superfície que vai receber a argamassa projetada deve ser preparada com a utilização de um jato de areia ou de areia e água, de forma a ficar limpa e áspera. Pouco antes de a argamassa ser jateada, a superfície deve ser umedecida com jato de água, o que também servirá para melhorar a limpeza, e que deve ser seguido por um jato de ar, pois a superfície deve ficar apenas umedecida e não encharcada.

A argamassa deve ser misturada a seco, com um traço cimento:areia de 1:3 até 1:4,5, e o fator água-cimento deve ficar compreendido entre 0,35 e 0,55, juntando-se o aditivo acelerador na proporção de 2% a 6% do peso de cimento.

O jateamento deve ser dos cantos para o centro, como ilustra a Figura 3.28.

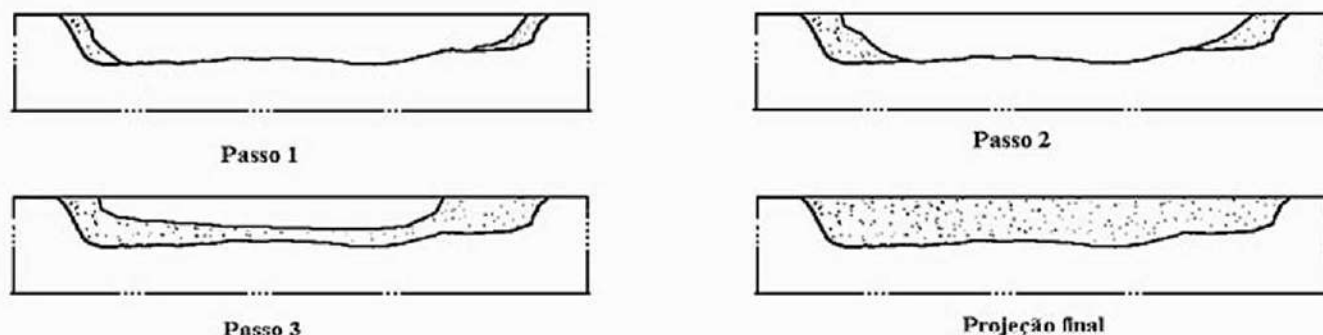


Figura 3.28 - Argamassa projetada - procedimento para os cantos

Nas regiões das armaduras o bocal deve ser ligeiramente inclinado, de forma a se obter melhor envolvimento das barras (Figura 3.29). A argamassa deve ser projetada até que a sua superfície ultrapasse ligeiramente a do concreto são adjacente e, após o início da pega, o material em excesso deverá ser retirado com uma colher de pedreiro, do centro para as bordas do reparo. A cura pode ser úmida, por sete dias, ou química.

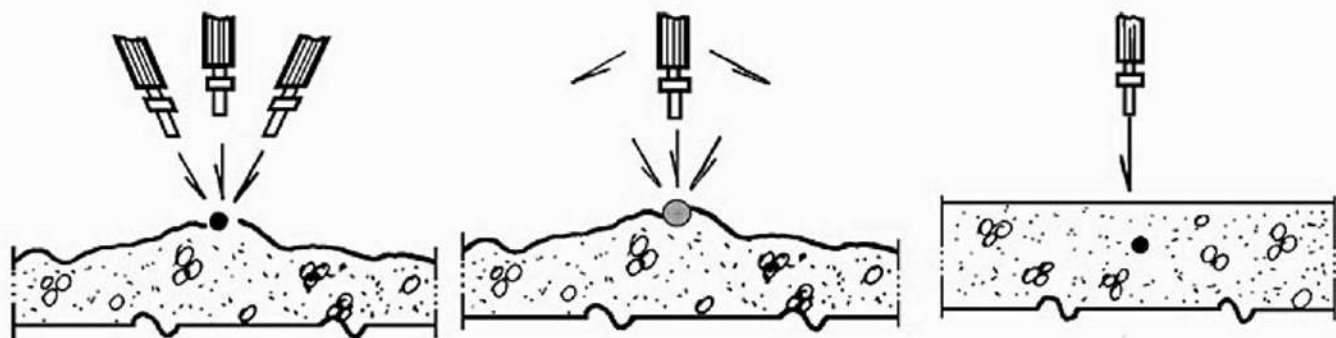


Figura 3.29 - Argamassa projetada - inclinação do bocal para envolver as armaduras

Um cuidado especial a ser tomado é na preparação da superfície base, pois o corte do concreto deteriorado deve ser tal que não haja variações bruscas na espessura do reparo, assim como devem ser evitados cantos vivos que iriam prejudicar o impacto direto do jato com a superfície. No caso de aplicações sobre paredes ou tetos, o jateamento deve ser feito em camadas de no máximo 2,5 cm de espessura, de forma a se evitar o desprendimento de material da superfície base. Para superfícies horizontais ou pouco inclinadas (face superior), estas camadas podem chegar a até 9,0 cm de espessura.

### 3.6.3 REPAROS COM CONCRETO

#### 3.6.3.1 Reparos com concreto com agregado pré-colocado

Esta é uma técnica que consiste em:

- i) preenche-se previamente as fôrmas (ou a cavidade) com agregado graúdo, que deve ser devidamente compactado;
- ii) umedece-se o agregado, ou mesmo inunda-se a cavidade a ser reparada com água;
- iii) injeta-se, sob pressão, argamassa fluida de cimento, pozolana e areia, até a total expulsão da água e o preenchimento de todos os vazios.

Esta técnica é conveniente para vários tipos de reparos, inclusive em elementos estruturais submersos e em locais de difícil acesso.

Segundo Neville (1983), a argamassa é bombeada sob pressão através de tubos com rasgos laterais e com diâmetro de 35 mm, iniciando-se pela parte mais profunda da cavidade. Durante a injeção, deve-se ir levantando gradualmente os tubos, mantendo-se a argamassa sempre nivelada.

Segundo Troxell (1968), uma boa mistura é a composta por uma parte de cimento, meia parte de pozolana fina ativa, meia parte de areia fina e água suficiente para torná-la fluida. Já Neville (1983) aconselha uma argamassa com mais carga, ou seja, uma parte de cimento, meia parte de pozolana ativa (cinza volante, por exemplo), uma e meia a duas partes de areia fina e água suficiente para torná-la fluida. Em ambas as misturas a pozolana tem por finalidade reduzir a exsudação e a segregação, além de ser responsável pelo aumento da fluidez da argamassa. É também aconselhável a utilização de aditivos retardadores de pega, plastificantes e expansores.

Esta é uma técnica que é executada como um “concreto econômico”, isto é, que apresenta um baixo consumo de cimento, chegando-se mesmo a um consumo de 120 a 150 kg/m<sup>3</sup> para resistências de até 20 MPa. Esta resistência, entretanto, pode ser diminuída devido à alta relação água/cimento necessária para que a argamassa



seja fluida, mas o uso de aditivos fluidificantes ou superfluidificantes pode eliminar esta desvantagem. O concreto obtido desta forma é normalmente denso, impermeável e durável, além de apresentar baixa retração e de possuir boa qualidade de aderência com outros concretos. Ele praticamente não exibe retração, uma vez que as partículas de agregado graúdo estão em contato entre si, sem que exista o espaço necessário para a pasta de cimento retrair, como nos concretos comuns, mas embora o contato entre os agregados reduza a retração real, ele pode, ocasionalmente, causar a microfissuração. Devido à baixa retração, o concreto executado deste modo se torna apropriado para reparos em peças com o concreto endurecido.

Na utilização desta técnica se faz necessário o uso de fôrmas estanques, de forma a se evitar a fuga da argamassa, deixando-se abertura somente na parte superior para que a água e o ar saiam, e assim se tenha um enchimento completo, sem deixar vazios. Como as fôrmas estarão submetidas a pressão durante a injeção da argamassa, elas devem ser reforçadas e bem apertadas.

### **3.6.3.2 Reparos com concreto convencional ou concretos com adesivos**

Os reparos em que se utiliza concreto convencional consistem na substituição de concreto defeituoso ou deteriorado por um outro de boa qualidade e que tenha a maior afinidade possível com o concreto base.

Todo o concreto defeituoso removido deve ser substituído por um material de consistência plástica, podendo este material ser concreto convencional, argamassa ou qualquer outro tipo de material de recuperação, desde que não seja um elastômero e que adquira resistência compatível, tornando monolítico o elemento estrutural.

Esta técnica é usualmente aplicada aos casos de preenchimento de vazios ou de ninhos de agregados nos elementos estruturais de estruturas recém-construídas, ou ainda em estruturas deterioradas, desde que a extensão das falhas ou danos atravessem a seção do elemento, ou, pelo menos, se estendam para além das armaduras.

No caso de estruturas recém-construídas, os reparos devem ser feitos imediatamente após a retirada das fôrmas, para diminuir a possibilidade de existirem grandes diferenças entre as propriedades dos dois concretos.

O concreto de reposição deverá ter resistência no mínimo igual à do concreto existente na estrutura, possuir granulometria e diâmetro máximo do agregado compatíveis com o serviço, além de apresentar uma trabalhabilidade conveniente, a qual sempre poderá ser melhorada com o uso de aditivos fluidificantes. De preferência este concreto deverá conter de 3% a 5% de ar incorporado e receber vibração adequada quando da colocação.

Todos os reparos devem ser executados com extremo cuidado, compactando-se vigorosamente o concreto e adotando-se a técnica de cura que melhor se adapte à situação do reparo.

Alternativamente ao concreto convencional também podem ser utilizados concretos com adesivo epóxi, com adesivo PVA, ou com adesivo acrílico.

O concreto com adesivo epóxi é um material recomendado para reparos profundos, e deve ser aplicado sobre uma superfície preparada a seco. Após a preparação da resina epóxi, ela deve ser pintada sobre a superfície do concreto e das barras da armadura por meio de uma trincha ou pistola. A dosagem do concreto dependerá da resistência requerida, mas não devem ser utilizados agregados graúdos com diâmetro superior a 9,5 mm, e ele deve ser aplicado dentro do “pot-life” da resina.

É preciso tomar cuidados especiais com as fôrmas, que devem ser preparadas e ajustadas antes da aplicação dos materiais, podendo, em geral, ser removidas em 24 horas. Protuberâncias porventura existentes após a retirada das fôrmas podem ser removidas como descrito em 3.6.1. A cura deve ser úmida, por 7 dias.

O concreto com adesivo PVA também é recomendado para reparos profundos, e deve ser aplicado sobre uma superfície preparada a úmido. A dosagem do concreto dependerá da resistência requerida, mas o fator água/cimento máximo é de 0,47, e o agregado graúdo deve ter um diâmetro máximo de 9,5 mm. O adesivo é adicionado à água de amassamento na proporção de 1:3, e também deve ser preparada uma solução de adesivo e água na proporção 1:1, que será utilizada para pintar a superfície de base.

Depois que a pintura com a solução final ficar pegajosa, aplica-se o concreto de forma idêntica à do concreto com adesivo epóxi, tomando-se aqui os mesmos cuidados de acabamento e cura que foram recomendados. Como no caso das argamassas com adesivo PVA, deve-se substituir este por adesivo acrílico sempre que o elemento for ficar em permanente contato com a água.

### 3.6.3.3 Reparos com concreto projetado

#### 3.6.3.3.1 Considerações preliminares

A técnica do concreto projetado consiste em se conduzir, através de uma mangueira, concreto ou argamassa, projetando-o em alta velocidade (acima de 120 m/s). A força do jato de concreto, ao encontrar a superfície de base, comprime o material, mantendo-o auto-aderido. A superfície que vai receber o concreto projetado pode estar em qualquer posição (vertical, inclinada ou horizontal). Esta técnica também é, em alguns casos, uma alternativa em relação ao método de concretagem convencional, podendo ser utilizada para qualquer tipo de trabalho, e com vantagens, especialmente em serviços de recuperação e reforço de estruturas de grande extensão.

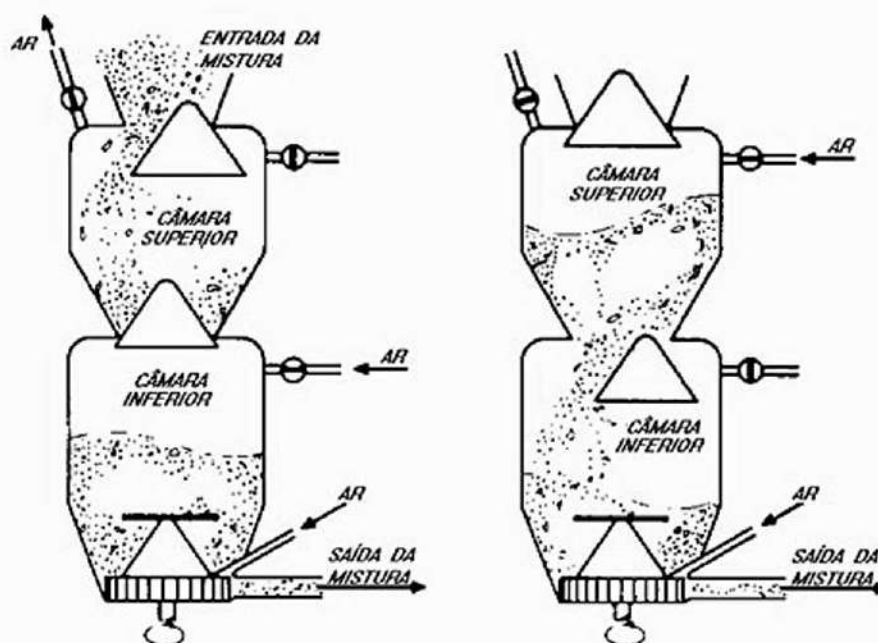


Figura 3.30 - Esquema da máquina projetora de câmara dupla

Existem basicamente dois processos relacionados a esta técnica: mistura seca e mistura úmida. No primeiro deles, ou seja, na mistura seca, as características são as seguintes:

- i) o cimento e os agregados são misturados a seco, admitindo-se, entretanto, uma umidade máxima da areia de 3% a 6% em peso;
- ii) a mistura seca é colocada em uma máquina projetora de câmara dupla, conforme está mostrado na Figura 3.30;

iii) um disco dentado, conforme mostra a Figura 3.31, empurra o material para a mangueira transportadora;

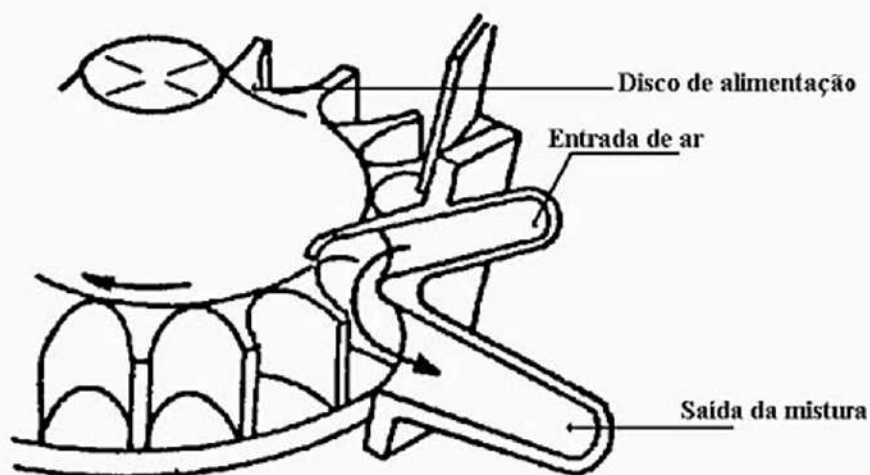


Figura 3.31 - Esquema de disco dentado de distribuição

iv) o material é transportado na mangueira, por ar comprimido, até o bocal de saída, conforme ilustrado na Figura 3.32. A água é então injetada no bocal através de um orifício regulador, sob pressão maior do que a existente na mangueira transportadora, completando então a mistura;

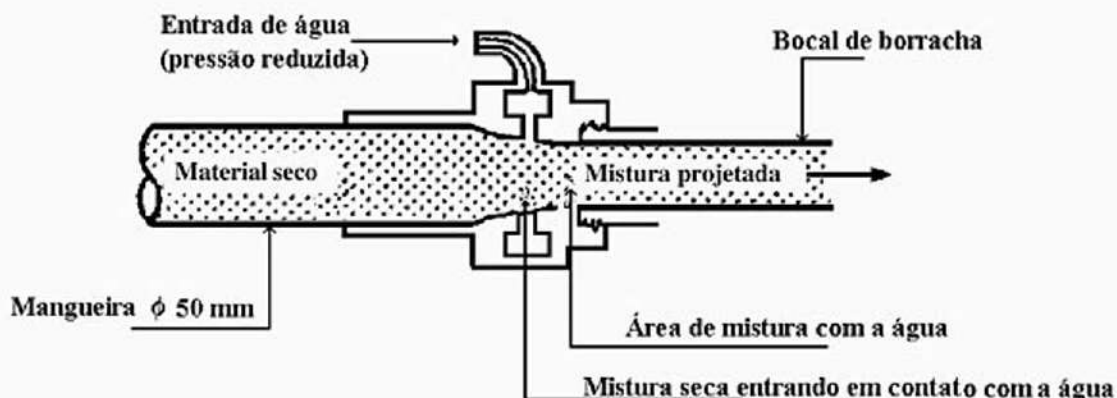


Figura 3.32 - Esquema do bocal ejetor do concreto

v) o concreto é então jateado até a superfície a ser reparada.

No caso da mistura úmida, as características são:

- i) os ingredientes componentes do concreto, inclusive a água, são previamente misturados, e a mistura é introduzida na câmara da máquina projetora;
- ii) a mistura é conduzida pelo disco dentado (ver Fig. 3.31) para a mangueira e transportada sob pressão, por ar comprimido, até o bocal;
- iii) injeta-se mais ar no bocal para aumentar a velocidade;
- iv) o concreto é jateado até a superfície a ser reparada.



Em geral o diâmetro máximo dos agregados é de 19 mm, sendo que a mangueira tem o diâmetro de 50 mm.

Entre os dois processos, o mais utilizado no Brasil é o da mistura seca. As propriedades do concreto projetado, em qualquer dos dois processos, são essencialmente as mesmas do concreto convencional. Alguns problemas podem acontecer, dependendo do traço utilizado (retração, ricochete, etc.) e a escolha do traço dependerá basicamente do reparo a ser realizado.

Existe ainda um terceiro tipo de concreto projetado, que é o que recebe a adição de fibras de aço. Estas fibras são misturadas à massa do concreto uniforme e multidirecionalmente, melhorando as propriedades do concreto relativas à tração, fadiga e controle da fissuração. As fibras de aço empregadas na mistura devem ter comprimento máximo de 50 mm e diâmetro compreendido entre 0,3 e 0,5 mm. Quando utilizadas em porcentagens inferiores a 1% em volume, elas se misturam perfeitamente no bocal ou na misturadora.

O adensamento do concreto projetado é feito pelo impacto do material contra a superfície de base, o que faz com que ele fique bastante denso e apresente boas propriedades mecânicas.

Corretamente aplicado, o concreto projetado é um material estruturalmente adequado e durável, capaz de excelente aderência com outro concreto, aço, alvenaria e outros materiais. Entretanto, estas propriedades favoráveis dependem de um correto planejamento, supervisão constante, operador habilitado e atenção contínua durante sua aplicação.

A preparação da superfície a ser reparada é de extrema importância. Todo o material deteriorado e solto, assim como ferrugem nas armaduras, óleos, graxas, poeira e tudo o mais que possa prejudicar a aderência, deve ser retirado da superfície antes do lançamento do concreto, para que se tenha sucesso no trabalho.

#### 3.6.3.3.2 Equipamentos e pessoal.

Segundo Ferreira (1984), as máquinas e equipamentos necessários para a aplicação do concreto projetado são os seguintes:

- compressor de ar (capacidade de 325 a 600 pcm);
- máquina de projetar, de preferência com câmara dupla para permitir operação contínua;
- bomba de água de alta pressão (90 lbs/pol<sup>2</sup>), com dispositivo de controle de vazão;
- mangote (mangueira) para o transporte do concreto, com bocal;
- mangueira para o transporte de ar comprimido;
- mangueira para alta pressão para o transporte de água.

Da habilidade e sensibilidade do operador do bocal (canhão) dependerá a boa qualidade do serviço, assim como do treinamento do mestre de obras e do operador da máquina projetora. Como regra geral, a equipe necessária à operação deve ser constituída por:

- mestre de obras;
- operador da máquina projetora;
- operador do bocal (canhão) e ajudante;

- serventes para medição e mistura de materiais e carregamento da máquina;
- pedreiros e ajudantes, para dar acabamento, quando necessário, às superfícies concretadas.

### 3.6.3.3 Aplicações

As camadas de concreto projetado não devem ter espessuras superiores a 50 mm, conseguidas com a passagem do bocal por tantas vezes quanto forem necessárias sobre a superfície. Quando a espessura final desejada for superior a 50 mm, devem-se sobrepor camadas.

O ACI Committee 506 especifica os cuidados que devem ser tomados pelo operador do canhão durante a aplicação do concreto projetado. São eles:

- i) assegurar-se de que todas as superfícies que vão receber o concreto projetado estejam limpas e livres de impurezas;
- ii) certificar-se de que a pressão do ar durante a operação seja uniforme e produza velocidades adequadas na saída do bocal;
- iii) regular a adição da água à mistura, de maneira a obter-se plasticidade adequada a uma boa compactação e baixa perda percentual do material por efeito de ricochete;
- iv) manter o canhão a uma distância apropriada do ponto a ser jateado e tentar dirigir o jato normalmente à superfície, a fim de se obter as melhores condições de adensamento e baixas perdas por ricochete; o canhão deve ser movido continuamente em círculos, distribuindo uniformemente o material;
- v) iniciar o jateamento com o preenchimento dos cantos e revestindo as armaduras, usando as camadas mais espessas possíveis; quando no envolvimento das armaduras deve-se inclinar levemente o bocal;
- vi) adotar procedimentos apropriados para o preenchimento de espaços confinados: manter distâncias maiores entre o canhão e o ponto de aplicação e ajustar a velocidade e a plasticidade do concreto adequadamente.

Na aplicação em paredes, o trabalho deve ser executado de baixo para cima. Caso sejam necessárias juntas de concretagem, a superfície da junta deve estar a cerca de 45° com a vertical. Na aplicação em tetos, o bocal deve ser mantido ligeiramente inclinado em relação à vertical, de forma a que o ricochete não atinja o operador. Não se deve alisar diretamente o concreto projetado, principalmente quando de pequenas espessuras, pois isto pode diminuir a sua aderência ao material de base. Quando se desejar um acabamento liso, deve-se aplicar argamassa sobre o concreto já perfeitamente curado.

Como já se disse, quando o concreto projetado bate sobre a superfície base, parte dele é ricocheteado. A quantidade de material perdido varia de acordo com o posicionamento do canhão, pressão do ar, quantidade de cimento utilizada na mistura, granulometria e diâmetro dos agregados, densidade das armaduras e espessura da camada. O Quadro 3.2 mostra as perdas típicas de material.

<b>Superfície</b>	<b>pisos</b>	<b>paredes</b>	<b>tetos</b>
<b>% de material ricocheteado</b>	5 a 15	15 a 30	25 a 50

**Quadro 3.2** - Perdas típicas de material em serviços de concreto projetado

No início do serviço a percentagem de perda é maior, diminuindo após certa quantidade de concreto já ter aderido à superfície da base. Não se deve, em hipótese alguma, reaproveitar o material ricocheteado em outro jateamento, já que há o perigo de contaminação (impurezas), alteração da granulometria e hidratação do cimento.

### **3.6.4 REPAROS COM GROUT**

O grout de base mineral ou de base epóxi é uma argamassa de grande fluidez, alta resistência, não apresenta retração, é auto-adensável e deve ser utilizado para reparos profundos e semiprofundos. A superfície que vai receber o grout deve ser preparada a úmido. Como o grout atinge altas resistências rapidamente, as fôrmas podem ser sempre retiradas em 24 horas e o excesso de grout pode ser retirado como descrito para o concreto com adesivo epóxi. A cura deve ser úmida, por pelo menos 3 dias.

Este procedimento é particularmente eficaz quando utilizado em elementos estruturais onde a rapidez de desforma e de utilização da estrutura sejam fundamentais.

## **3.7. TRABALHOS de REFORÇO**

Os motivos pelos quais são necessários trabalhos de reforço em uma estrutura de concreto ou em um ou mais de seus elementos estruturais são os seguintes: correção de falhas de projeto ou de execução; aumento da capacidade portante da estrutura, para permitir modificações em seu uso; regeneração da capacidade portante, diminuída em virtude de acidentes (choques, incêndios, etc.) ou de desgaste ou deterioração; e modificação da concepção estrutural, como o corte de uma viga, por exemplo, por necessidade arquitetônica ou de utilização.

O projeto de reforço deve levar em conta uma série de fatores, entre os quais a concepção original da estrutura, sua história, os defeitos ou as novas exigências e a disponibilidade de mão-de-obra e de materiais, mas, antes de tudo, ele dependerá da formação técnica e da criatividade do projetista, devendo, portanto, ser confiado apenas a profissionais especializados em trabalhos desta natureza. Serão aqui abordados alguns procedimentos que podem ser adotados para a execução do reforço de elementos estruturais de concreto, enquanto no Capítulo 4 serão abordadas as técnicas de projeto.

### **3.7.1 ARMADURAS DE COMPLEMENTAÇÃO OU DE REFORÇO**

#### **3.7.1.1 Generalidades**

São relativamente freqüentes as situações em que, em meio a serviços de recuperação ou de reforço de estruturas de concreto, há necessidade de aumento do número de barras existentes, seja como reforço, casos em que se pretenderá adequar ou ampliar a capacidade resistente da peça, seja como recuperação, quando, por corrosão, geralmente as barras existentes perdem parte de sua seção original e necessitam de complementação para que as condições de segurança e desempenho sejam restabelecidas.

Em qualquer situação, o nível de detalhamento requerido para a adição das novas barras de aço é bastante elevado, pois se não houver a mais cuidadosa avaliação da melhor forma para arranjar-las, poder-se-á introduzir um fator complicador no trabalho de recuperação, com implicações diretas no bom resultado final, principalmente em nível de qualidade (durabilidade), o que seria absurdo e incompatível com um trabalho desta natureza.

É necessário ter-se em mente que qualquer que seja o material de reposição ou de aumento da seção transversal de concreto (argamassas pré-dosadas ou não, concreto convencional ou concreto projetado), as armaduras serão sempre um obstáculo à concretagem, ainda mais que, para garantia de boa execução dos serviços, deverão estar perfeita e totalmente envolvidas pelo novo material alcalino que se irá aplicar.



Assim, e até em maior grau do que nos projetos de estruturas novas, em obras de recuperação ou de reforço é indispensável que o detalhamento tenha representação gráfica e escrita bem pormenorizadas, que incluam sempre:

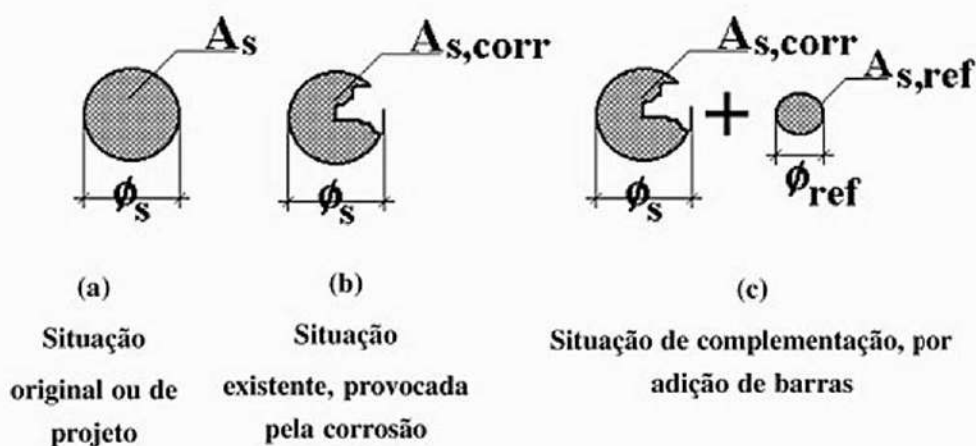
- cobrimento das armaduras;
- espaçamento entre barras;
- sistemas de ancoragem e emendas;
- ângulos de dobramento e curvatura.

Por outro lado, há que saber tirar partido da melhor condição de desenvolvimento das capacidades de aderência que as barras de aço dispõem tanto com o concreto quanto com argamassas, nos casos em que, previamente à aplicação do material de reposição, são submetidas a limpeza com jatos de areia, água e/ou ar sob pressão. A armadura fica perfeitamente limpa, isenta de qualquer camada ferruginosa e adquire a cor cinza, sendo possível exercer-se maior controle de qualidade sobre as características mecânicas dos aços a utilizar, o que até, eventualmente, poderia justificar a redução ao mínimo do coeficiente  $\gamma_s$  de minoração da resistência das armaduras.

Em resumo, a melhor solução será sempre aquela em que, respeitada a segurança necessária, seja conseguido um detalhamento que facilite e agilize o trabalho executivo, exigência esta que resultará sempre no recurso à utilização de um engenheiro estrutural com grande experiência neste tipo de obras.

### 3.7.1.2 Casos de recuperação

Quando a questão é complementar as armaduras existentes que perderam seção, a situação típica é a representada na Figura 3.33.



**Figura 3.33** - Reposição da seção original de aço por adição de novas barras

É comum admitir-se, no entanto, alguma redução na seção transversal da armadura existente sem que isto implique, diretamente, haver necessidade de complementação, lançando mão da possibilidade de que se conviva com alguma flexibilidade relativamente ao coeficiente de segurança global que se irá obter, após a recuperação. A aceitação de menor área de aço é mais interessante, particularmente em termos de durabilidade, do que a adição de um elemento que venha a complicar os trabalhos de recuperação, principalmente em termos de colocação do material cimentício.

Assim, é costume adotar-se o princípio de que a necessidade de adição de uma nova barra existe sempre que a redução da seção da barra corroída tiver ultrapassado 15%, ou seja:

$$A_{s,corr} < 0,85 A_s \quad (3.6),$$

ou, de outra forma,

$$\phi_{eq} < 0,90 \phi_s \quad (3.7),$$

sendo  $\phi_{eq}$  o diâmetro que teria uma barra com a mesma  $A_{s,corr}$ .

O limite de 15% já referido é muito discutível, principalmente em casos mais sérios, quando não deverá mesmo ser considerado. Por outro lado, situações haverá em que o problema não deva ser encarado de forma isolada – complementação barra a barra – mas sim pela avaliação de toda a seção transversal, como mostrado na Figura 3.34. Nestes casos, só haveria necessidade de serem introduzidas as barras de reforço quando:

$$\Sigma A_{s,corr} < 0,85 \Sigma A_s \quad (3.8)$$

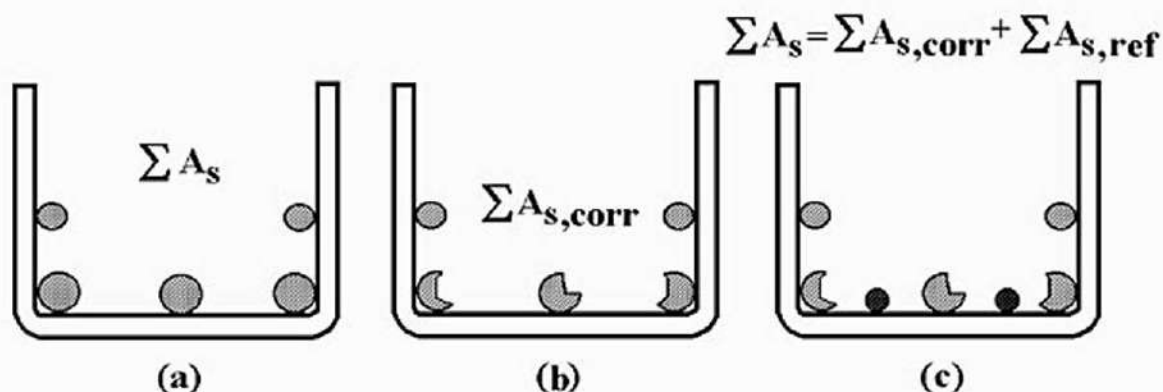
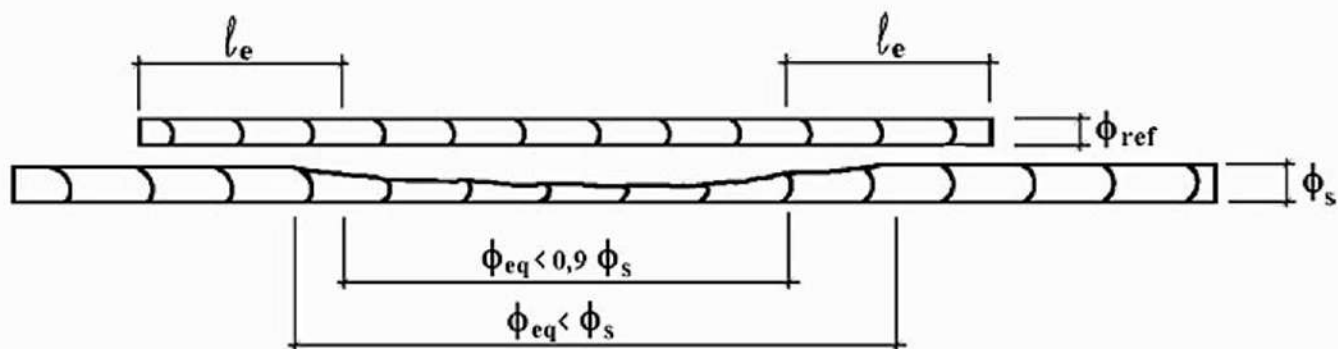


Figura 3.34 - Adição de novas barras em uma viga afetada por corrosão

Tem-se acentuado a tendência de ser adotada esta tese para o caso de avaliação das armaduras de flexão em vigas. No caso de estribos e armaduras de lajes e paredes, em que a avaliação costuma ser feita por faixas de um metro de largura, deve-se ter muita atenção para que sejam respeitados os limites em termos de espaçamento, pois atender ao prescrito pela equação (3.8) poderá implicar que se admita mesmo a perda integral de uma barra, o que pode ser bastante perigoso para a integridade localizada da estrutura. No caso de pilares, a avaliação deve considerar também se não se estará introduzindo uma excentricidade reativa, sendo necessário julgar, criteriosamente, o que será mais conveniente: não colocar barra; adicionar uma; ou, ao invés disto, adicionar duas ou quatro (números pares).

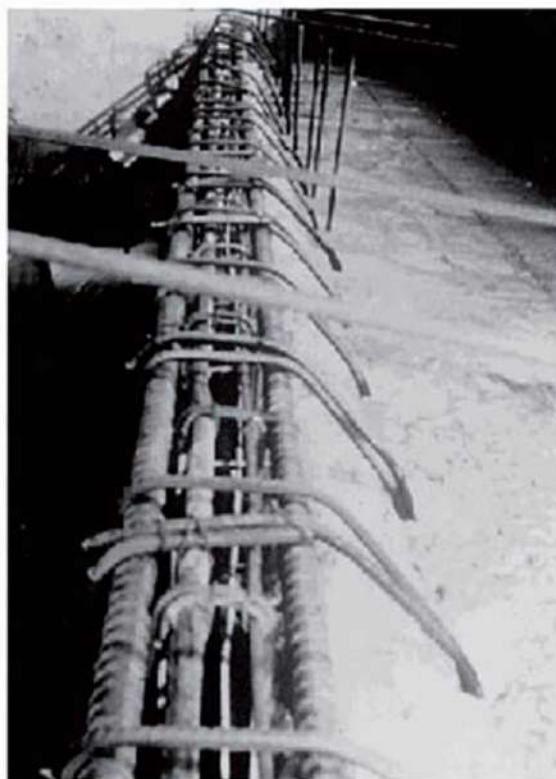
Vista a questão sob o ponto de vista da seção transversal, deve-se analisar longitudinalmente, para decidir onde e como começar a fazer a emenda, consideração que admite duas hipóteses, como se pode observar pela Figura 3.35:

- admitir que a emenda se promova já a partir do trecho que, ainda com redução de seção, admite  $A_{s,corr} \geq 0,85 A_s$ , ou seja,  $\phi_{eq} \geq 0,90 \phi_s$ ;
- admitir que a emenda se promova apenas no trecho são.



**Figura 3.35** - Emenda entre barras de armadura corroída e de complementação

Neste caso, a prática tem sido francamente favorável à adoção da segunda hipótese.



**Fotografia 3.7** - Reforço por acréscimo de barras de armadura

Em qualquer situação, no entanto, o que interessa é que o comprimento de emenda seja o necessário para garantir que sejam transferidos para a barra de complementação os esforços que solicitam a barra corroída, de forma que o trabalho solidário das duas efetivamente se consolide.

### 3.7.1.3 Emendas

A emenda entre uma barra de reforço ou de recuperação e a existente assume ainda maior importância do que nos casos de uma construção nova, porque deverá contemplar a necessidade de ocupar o menor comprimento longitudinal (para que não haja necessidade de remoção adicional de concreto) e mínimo espaço transversal (mínima obstrução para o material cimentício de complementação).



Nem sempre existirá a possibilidade de soldagem, que dependerá do tipo de aço das armaduras existentes. Se forem estruturas novas, é muito grande a probabilidade de serem aços cujas características não recomendem o recurso à solda. Se a solda for possível, implicará que a armadura de complementação também seja do mesmo tipo.

Nos casos em que há espaço para se fazer o trespasse, este será sempre o tipo de emenda mais recomendável. No entanto, nunca será demasiado o recurso a alguns sistemas mecânicos simples e eficientes para a ajuda na mobilização contributiva do concreto envolvente, tais como a ligeira inclinação das barras e o recurso à compressão transversal pela introdução de estribos, criando o confinamento do tirante metálico (Figura 3.36).

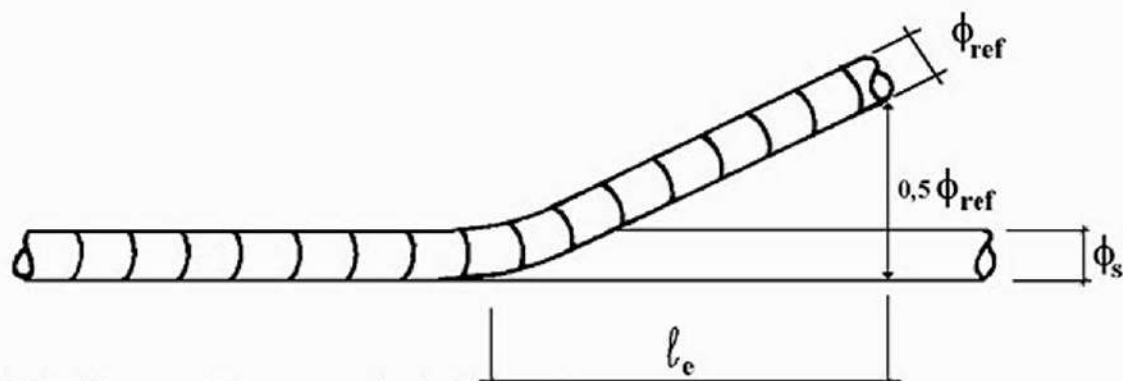


Figura 3.36 - Dispositivos mecânicos para melhoria de emendas

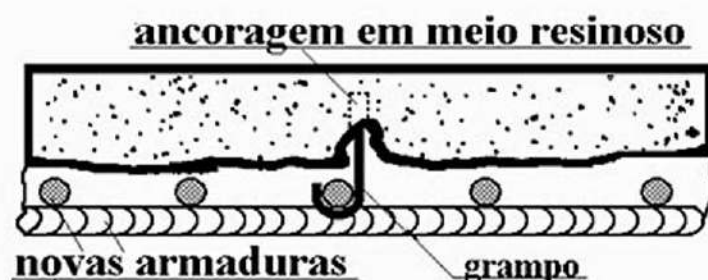


Figura 3.37 - Fixação de novas armaduras em lajes

A defasagem entre os pontos de emenda deve ser considerada da mesma forma que para as construções originais. O recurso a luvas mecânicas ou aos dispositivos rígidos ou flexíveis para a promoção das emendas também pode ser uma providência válida.

#### 3.7.1.4 Ancoragem

Há algumas situações em que a ancoragem de barras de reforço ou complementação reveste-se de características especiais, sendo a mais particular delas a já abordada nos itens 3.2.6 e 3.5, qual seja, a da transferência de esforços aço-concreto via resina epoxídica ou grout, quando a amarração é feita em função do concreto sã. As experiências demonstram que, nestes casos, o comprimento de ancoragem necessário pode ser significativamente inferior ao tradicional, sendo normalmente, em média,  $0,4 l_b$ , para os casos em que o embebedimento é em resina, e  $0,7 l_b$ , para as situações de enchimento com grout.

De qualquer forma, é também opinião formada no meio técnico que lida com o assunto que, sempre que se deseje estabelecer uma redução nos comprimentos de ancoragem previstos pelos regulamentos, esta seja feita com base em ensaios, segundo modelos que reproduzam com a máxima fidelidade a situação na obra.

A Figura 3.21 exemplifica uma situação de teste de eficiência de um dispositivo de ancoragem de barras de aço em meio epoxídico, por ensaio simples de arrancamento.

Outro caso particular é o de fixação de novas armaduras em lajes existentes, que pode ser feita através de pinos com capacidade para resistir ao esforço de corte desenvolvido (Figura 3.37), ou por grampos, fixados por disparo de pistola especial.

#### **3.7.1.5 Garantias de envolvimento em meio alcalino**

A grande maioria dos casos em que há necessidade de recomposição das seções da armadura existente resulta da diminuição da seção transversal das barras por corrosão provocada pela perda localizada ou global do ambiente alcalino envolvente, que deveria ser garantido pelo concreto.

Assim, nos trabalhos de recuperação é fundamental que, para além da preocupação com o restabelecimento das seções resistentes, também se garanta que de então em diante o meio concreto armado seja possível, pela total imersão de todas as barras da armadura em concreto, que as deve abraçar em toda a sua periferia.

Para tanto, será necessário obedecer às condições básicas de espaçamento entre as armaduras, ao cobrimento das mesmas (em espessura e qualidade), devendo-se ter todos os cuidados não só com os sistemas de emenda e ancoragem, mas também para garantir que o concreto contaminado fique afastado das armaduras existentes, sem o que o meio alcalino será inevitavelmente destruído tão logo se dê a ligação entre os dois concretos. Tal procedimento implica que a remoção de concreto seja mais abrangente, isto é, não basta expor o aço e limpá-lo na superfície visualmente enferrujada, mas sim liberar completamente a barra em todo o trecho longitudinal onde se detectar a presença de contaminação, como já exposto em 3.2.6. e de acordo com o indicado nas Figuras 3.8 e 3.10.

Nos casos de reforço, desde que se constate o bom estado do concreto superficial, bastará uma limpeza que remova a camada menos aderente – a que ficou em contato com a fôrma – e o aço poderá estar em contato direto com o concreto existente.

Outro tipo de passivação do ambiente que envolve as armaduras é o conseguido pela aplicação direta sobre as barras de uma pintura adesiva, que as protege e isola, sendo responsável pela aderência com o material cimentício de reposição (deve-se ter atenção, pois alguns destes materiais efetivamente exigem que o aço seja tratado desta forma). Nestes casos, o sistema de aderência é diferente, pois implica uma relação cimento-epóxi-aço, e vice-versa.

Neste campo, deve ser ressaltado que as pesquisas sobre a eficiência das barras de aço protegidas por epóxi, como elemento altamente inibidor de corrosão a ser usado em estruturas novas, ainda estão em desenvolvimento, em particular na A.A.S.H.O. e na A.S.T.M, e os resultados práticos não têm sido assim tão lineares.

Steen Rostam (1989) adverte que “a proteção localizada de barras de armadura através de resinas de injeção pode tanto isolar eletricamente a parte não corroída da barra, resultando em uma baixa taxa de corrosão, como isolar eletricamente a parte corroída da mesma barra, aumentando a corrosão. O efeito do tratamento de uma barra de aço com resina de injeção é imprevisível”.

Por outro lado, testes do F.H.W.A, descritos por Mully (1978), indicam que “resinas epoxídicas aplicadas via “spray” eletrostático garantem melhor proteção (tanto química como mecânica) para barras de armadura sujeitas à corrosão por ataque de cloretos”. Este processo de tratamento individualizado das barras de aço é chamado “processo de aderência por fusão” e está esquematizado na Figura 3.38.

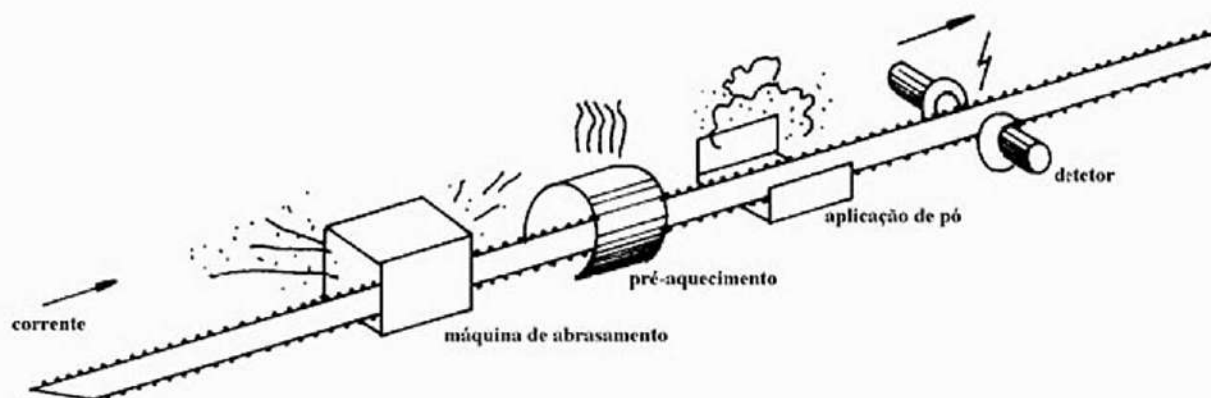


Figura 3.38 - Processo de proteção das barras de aço por adição de epóxi em “spray”

Todos estes materiais são relativamente novos, ainda em teste para algumas situações de utilização, e requerem muito cuidado nas recomendações e aplicações. Sugere-se fortemente a realização prévia de ensaios e a simulação de casos.

No mesmo caso, estará o recurso à utilização de barras de compósitos, que são normalmente moldadas a partir de resinas vinílicas e de poliéster.

### 3.7.2 ADIÇÃO DE CHAPAS E PERFIS METÁLICOS

#### 3.7.2.1 Introdução

Quando se trata de adicionar capacidade resistente, uma opção muito eficiente e de rápida execução, recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou não permitem grandes alterações na geometria das peças, é a do reforço exterior por colagem – ou chumbamento – de chapas metálicas ou por chumbamento de perfis, com ajuda de resinas injetadas, como se pode ver nas Figuras 3.39 e 3.40.



Figura 3.39 - Reforço em chapas metálicas, só com colagem (à esquerda) e também com chumbamento

Em ambos os casos (chapas e perfis) a técnica é simples, em termos de concepção, mas exigente quanto ao rigor executivo e à necessidade de cuidadoso procedimento prévio de cálculo (ver Capítulo 4).



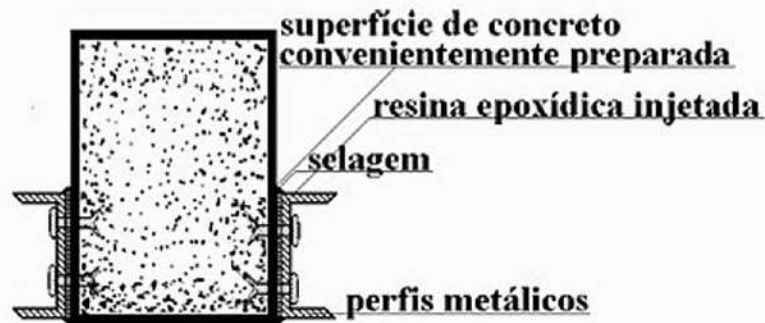


Figura 3.40 - Reforço por chumbamento de perfis metálicos

### 3.7.2.2 Preparação das superfícies de concreto

Analisando as tensões de transferência entre o aço e o concreto através de finas camadas de resina, que é o caso típico de colagem das chapas, o C.E.B. - F.I.P, em seu Boletim nº 162 (1983), comenta o papel da preparação prévia das superfícies de concreto, a partir do conceito de que a força de ligação aço-resina-concreto é diretamente proporcional à área e especialmente à largura da superfície de contato, mesmo contando com o fato de que a distribuição das tensões não é uniforme.

Para os perfis, e como sempre se espera alguma contribuição da resina injetada, apesar de esta nem sempre ser considerada, as recomendações também são válidas e, portanto, pode-se dizer que a preparação da superfície de concreto que estará em contato com a resina deve obedecer às mesmas prescrições, nos dois casos.

A rugosidade da superfície de concreto é importante, por aumentar a aderência química entre as partes, apesar de ser desprezível a sua contribuição em termos de desenvolvimento de resistência mecânica.

Uma superfície muito rugosa tornará difícil a aplicação da resina, podendo levar a descontinuidades na película de cola, com a formação localizada de bolhas de ar que nada mais serão do que o resultado do desprendimento da resina pela ação de seu próprio peso – excesso pontual de espessura de cola – uma contrariedade imposta pela lei da gravidade às tensões de aderência.

Já uma superfície praticamente lisa também pode implicar dificuldades, particularmente em termos de compatibilidade com a estrutura da superfície de aço.

Assim, o mais apropriado será a obtenção de uma superfície uniformemente rugosa, com a aspereza resultante de sua submissão a jatos de areia, por exemplo, ou, quando tal não for possível, pela contínua e cuidadosa percussão provocada por martelo de agulhas.

Para garantia de melhor aderência, a superfície de concreto, depois de apicoada, deve ser limpa a jatos d'água sob pressão e seca pela aplicação de jatos de ar comprimido, de modo a estar limpa e seca na altura da aplicação da resina.

Se houver fissuras na superfície de concreto, estas deverão ser convenientemente seladas, antes da execução do reforço, de forma a impedir toda e qualquer fuga de resina.

### 3.7.2.3 Mecanismo de transferência de esforços via resina

Independentemente da natureza da sollicitação (flexão, cisalhamento, compressão, tração, etc.), a ruptura sempre ocorre no concreto.

As características que regem o sistema de transferência de forças através das resinas são:

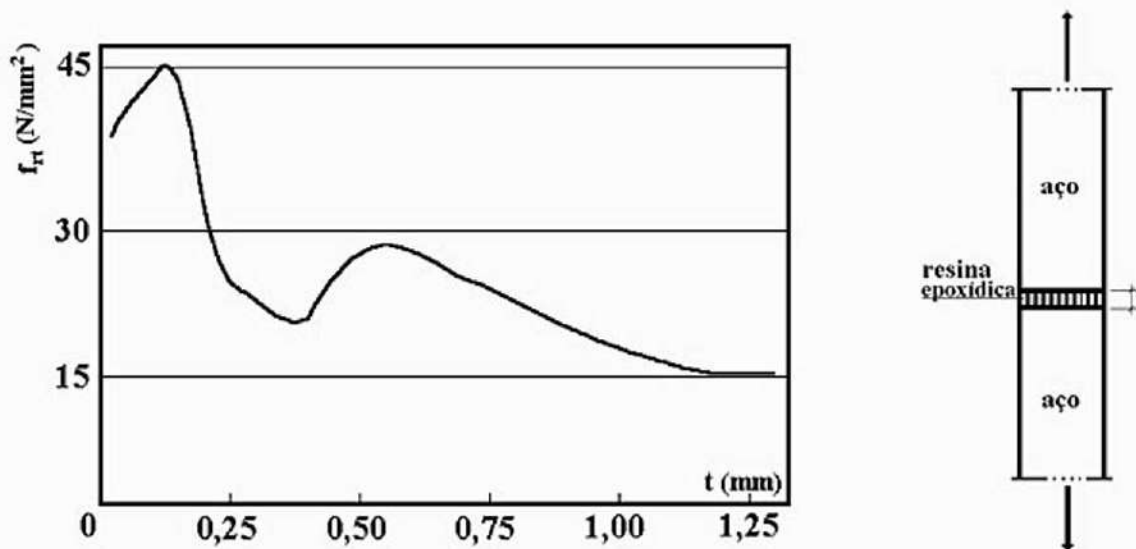


Figura 3.41 - Espessura da camada de resina x tensão de tração correspondente

- em compressão: total mobilização da resistência à compressão do concreto quando as tensões são perpendiculares à interface;
- em tração: um valor médio nominal igual à tensão de tração do concreto  $f_{ct}$  será perfeitamente admissível e seguro, mesmo se for considerada uma excessiva dispersão dos valores (> 50%). As resistências à tração das resinas ( $f_{\tau}$ ) são muitas vezes superiores à do concreto, sendo esta diferença diretamente dependente da espessura da camada de resina (Figura 3.41);
- cisalhamento: a resistência à adesão deve ser tomada igual a  $f_{ct}$ . Note-se que, de maneira geral, a resistência ao cisalhamento (considerado aqui o valor último da mesma) é mobilizada para valores muito pequenos de deslizamento entre as partes ( $s \leq 0,02$  mm).

Assim, pelo exposto infere-se que as espessuras de cola devam sempre ser pequenas, da ordem do milímetro, e que é a resistência característica do concreto à tração que condiciona a resistência última da ligação, pelo que será perigoso estabelecer-se sistemas de reforço deste tipo para concretos com  $f_{ck} < 17,5$  MPa.

No caso da presença de perfis e chumbadores, pela eficiência que se prevê advir destes últimos, é possível adotar-se uma postura mais flexível, relativamente à resistência mínima do concreto do substrato para que haja garantia de eficiência do reforço.

#### 3.7.2.4 A colagem de chapas metálicas

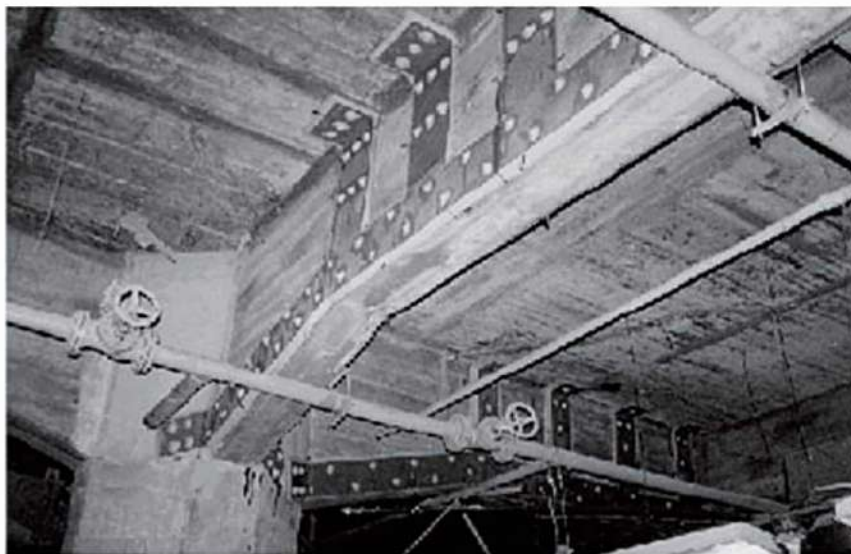
A colagem de chapas metálicas ao concreto requer a utilização de resinas com altas capacidades de aderência e resistência mecânica. Van Gemmert et alli (1983) são da opinião que devam ser usados apenas adesivos epoxídicos para estes reforços, enquanto o boletim do C.E.B. n° 162 considera que tanto as resinas epoxídicas como as de poliésteres conduzem a resultados seguros.

A superfície da chapa metálica que ficará em contato com a resina também deve ser objeto de cuidadoso tratamento, para que possa potencializar o máximo de sua capacidade aderente.

Exige-se, de início, que o aço seja submetido à decapagem a jato abrasivo, sendo comum estabelecer-se como necessário a satisfação ao grau SA 2½ fixado pela Norma Sueca SIS - 055 - 900 - 67. Será interessante, aliás, que a superfície seja, previamente à decapagem, desengordurada com tricloruretano.

Após a decapagem, as superfícies a colar serão protegidas com filme autocolante apropriado, de forma a prevenir contra qualquer inconveniente e agressão ambiental durante o transporte, manuseamento e armazenagem e até a hora da aplicação das chapas, imediatamente antes da qual, e só então, deverá ser retirada a película.

As superfícies metálicas que não ficarem em contato com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva, aplicada sobre uma demão de primário epoxídico em pó de zinco.



**Fotografia 3.8** - Reforço por adição de chapas metálicas

Aplicada a resina, e estando a chapa em condições de ser colada, todo o cuidado deve ser tomado quanto ao correto posicionamento de cada peça (as eventuais soldas só deverão ser executadas depois da colagem).

Após a fixação, as chapas devem ser submetidas a uma ligeira pressão, uniforme, para que o excesso de resina porventura existente seja expulso. Esta pressão poderá ser exercida, por exemplo, através de escoras metálicas ajustáveis, encimadas por pranchas de madeira, sistema este que deve ser mantido até que tenha havido o total endurecimento da resina, sendo que o tempo de endurecimento dependerá diretamente das características da cola – experiência prévia é sempre importante – e da temperatura ambiente, não devendo, no entanto, ser inferior a 24 horas.

É costume prever-se, mesmo em situação de colagem, a introdução de um pino (chumbador) na extremidade do comprimento de ancoragem da chapa, elemento este que trabalhará como contribuição mecânica à transferência de esforços, posto que, como já se viu, as superfícies mobilizam apenas aderência química.

As eventuais juntas das diversas partes componentes das chapas metálicas devem ser objeto de soldagem de topo, após o que a ligação será limpa por enérgica aplicação de escova de aço e seguida do mesmo tratamento primário e tinta anticorrosiva definido para o restante das peças.

#### **3.7.2.5 O reforço pela aplicação de perfis metálicos**

Como já foi dito, a preparação da superfície de concreto é a mesma para perfis e chapas, assim como será o mesmo o tratamento a ser dado às superfícies metálicas, quer em termos de preparação, quer quanto à proteção. A diferença estará no sistema que, nos perfis, conta com a presença dos chumbadores, normalmente buchas expansivas, e, somente após o aperto destes deverá ser feita a injeção de resina para enchimento do vazio existente entre as superfícies de concreto e de aço.



A resina a ser utilizada, neste caso, deve ter viscosidade bem inferior à utilizada na colagem de chapas, pois trata-se de um processo de injeção.

Após o posicionamento e a fixação do perfil (aperto das buchas), deve-se proceder à vedação ao redor de todo o seu perímetro, com exceção dos pontos onde serão dispostos os tubos de plástico, aproximadamente a cada 20 cm, por onde será feita a injeção, que deve seguir metodologia idêntica à prevista para o tratamento de fendas no concreto (parágrafo 3.3.2).

A vedação deve ser feita também ao redor dos chumbadores, de modo a que fique tapado, por completo, o espaço entre o corpo da bucha e o orifício produzido para a passagem desta pelo perfil. Devem ser utilizadas bombas de injeção apropriadas normalmente são elétricas – com dosadores da mistura a dois componentes (a resina e o endurecedor), os quais só deverão ser misturados na cabeça de injeção. A injeção deverá ser contínua, com pressão rigorosamente controlada.

Os vários ensaios já realizados comprovam o fato de que os elementos assim reforçados se comportam, no seu estado último, como peças de concreto armado tradicionais e com armadura total idêntica à soma das armaduras (interior e exterior) da peça reforçada (a confirmação desta tese dependerá, como se depreende, de uma série de fatores, como será visto no Capítulo 4), exibindo, em serviço, melhor comportamento do que as estruturas tradicionais.

### **3.7.3 UTILIZAÇÃO DE FOLHAS FLEXÍVEIS DE CARBONO PRÉ-IMPREGNADAS**

#### **3.7.3.1 Histórico**

Perante a constante ameaça de um violento sismo no distrito de Kanto, que inclui a cidade de Tóquio, o governo japonês tomou a decisão, em meados da década passada, de preparar as construções existentes, em particular as estruturas do sistema viário. Assim, a partir da conjugação de esforços entre entidades públicas e privadas daquele país no sentido de investigarem novas tecnologias para o reforço das estruturas, surgiu a idéia de se adaptar a utilização de compósitos de fibras de carbono (CFRP), material já largamente utilizado em soluções de reforço de alto desempenho, particularmente nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística, ao reforço das estruturas de concreto armado, tirando o melhor partido de um produto muito resistente, de simples aplicação e que não traz às estruturas de concreto os problemas de durabilidade como os que hoje são associados à corrosão das armaduras.

A tecnologia para reforço de estruturas de concreto com compósitos de fibras de carbono conheceu alguns ajustes importantes e ganhou particular desenvolvimento após a ocorrência do sismo de Kobe, em 1995.

Esta tecnologia é, portanto, mais um passo evolutivo da indústria da Construção Civil, em sua constante busca por novas tecnologias, que sejam cada vez mais simples, resistentes e duráveis, para a reabilitação de estruturas de concreto, dando seqüência a um ciclo que antes já passou pelo recurso a metodologias tão distintas quanto as do aumento das seções pela aplicação de concreto projetado e/ou de argamassas modificadas, e pelo reforço através da adição de chapas de aço coladas ao concreto.

A utilização de compósitos reforçados com fibras (FRP) em elementos de concreto, como alternativa ao aço, começou em meados deste século (Rubinsky and Rubinsky, 1954). A pura e simples substituição das barras de aço por elementos de FRP como armadura para o concreto tem sido restrita a situações muito específicas, sendo mesmo uma técnica quase exclusiva das estruturas para ambientes em que ocorram fenômenos como a ressonância magnética (alguns hospitais, por exemplo), casos em que o emprego do aço não é admissível.

Na grande maioria dos casos, o CFRP vem sendo utilizado para melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos, dado que os ensaios disponíveis apontam para um notável aumento da ductilidade destes elementos de concreto armado quando reforçados, em sistema confinante, pelas folhas flexíveis de fibras de carbono, que são perfeitamente capazes de se moldar à sua superfície lateral. Esta metodologia para pilares já está regulamentada no Japão.

As folhas flexíveis de fibras de carbono podem ser também utilizadas para o aumento da capacidade resistente, à flexão e ao esforço transversal de vigas e lajes, processo que, no entanto, exige muito cuidado no desenvolvimento dos detalhes que devem ser adotados para o sistema de amarração do compósito, assim como a mais detalhada análise das tensões de deslizamento na interface entre o compósito e o concreto.

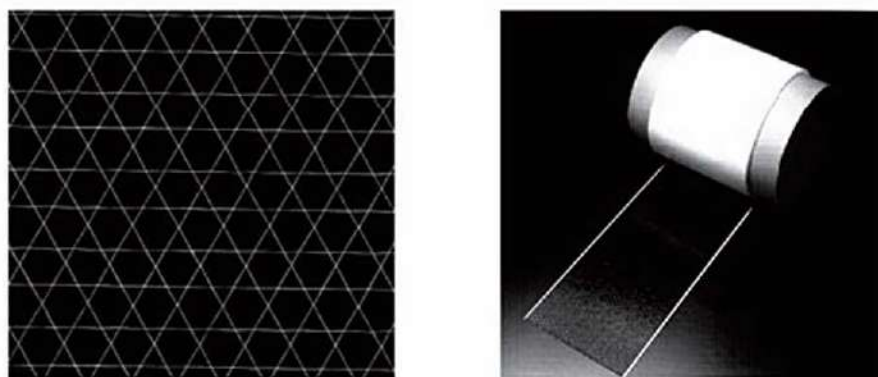
### 3.7.3.2 Caracterização do produto

As fibras de carbono resultam do processo de carbonização de fibras de polímeros orgânicos, sendo suas características mecânicas diretamente dependentes da estrutura molecular obtida. A produção de fibras de carbono requer processamentos a temperaturas elevadíssimas (da ordem dos 3.000°C), diante das quais a grande maioria das fibras sintéticas se derrete ou se evapora. Isto não acontece, no entanto, com certas fibras, como o acrílico, por exemplo, que mantém a sua estrutura molecular mesmo após a carbonização, ficando os átomos de carbono alinhados ao longo das fibras originais. O agrupamento de um conjunto da ordem da dezena de milhar destes filamentos, que adquire a espessura de um cabelo, apresenta excepcionais características mecânicas, que, dependendo do arranjo microestrutural das fibras, podem ser traduzidas tanto em um elevado módulo de elasticidade, quanto em uma extraordinária resistência à tração.

Para a utilização como elemento de reforço estrutural é costume trabalhar-se mais freqüentemente com compósitos de fibras de carbono de elevada resistência à tração e com módulo de elasticidade semelhante ao do aço de construção.

Existem diversas formas comerciais para reproduzir as fibras de carbono, normalmente passando pela sua incorporação a uma matriz de resinas poliméricas, com a eventual adição de metais, de forma a se conseguir a obtenção de formas tão diferentes como perfis, barras, laminados, tecidos bidirecionais e folhas flexíveis unidirecionais.

A forma comercial mais empregada para aumento da ductilidade e/ou da resistência das estruturas de concreto armado são as folhas flexíveis pré-impregnadas, sistema em que os feixes de filamentos de fibras de carbono são agrupados de forma contínua e aderidos a uma folha de suporte impregnada com quantidades muito pequenas de resina epoxídica (Figura 3.42), assumindo espessuras da ordem de décimos de milímetro. O elemento compósito é formado quando da adição da resina de colagem, criando uma matriz altamente resistente.



**Figura 3.42** - Aspecto das folhas flexíveis pré-impregnadas de fibras de carbono, em pormenor (à esquerda) e em rolo contínuo (à direita)



A resina a utilizar na colagem deverá ter resistência e dureza adequadas para a transferência do esforço de corte entre a folha e o concreto, devendo ser, por outro lado, suficientemente elástica para prevenir a ruptura frágil nesta interface. A adesão à superfície existente, previamente impregnada com um primário (resina epoxídica muito fluida) é feita por aplicação direta da folha flexível de fibras de carbono, sendo a colagem garantida pela própria formação do elemento compósito quando da aplicação de uma fina camada de resina epoxídica, que permite a fácil moldagem do conjunto às diversas formas geométricas da superfície receptora, sem que haja perda de linearidade (entrelaçamento) entre as fibras. É fundamental que a quantidade de resina seja a estritamente necessária à colagem, para que não haja alteração das características do compósito (quanto mais resina, maior o peso e menor a resistência).

Os compósitos de fibras de carbono em matrizes de resina epoxídica apresentam, em comparação com o aço de construção, para uma mesma espessura, um quarto do peso e resistência à tração oito a dez vezes maior, para o mesmo módulo de elasticidade. A curva comportamental destes compósitos até a ruptura é linear, característica de um comportamento frágil na ruptura, sendo as tensões últimas da ordem dos 3.500 MPa, para correspondentes alongamentos de 1,5%.

### **3.7.3.3 Sistema de aplicação**

O desempenho futuro de uma construção reforçada com compósitos de fibras de carbono será diretamente dependente da qualidade da aplicação do produto sobre a superfície dos elementos.

Neste aspecto, pode-se dividir o processo em duas etapas distintas: a de preparação da superfície receptora e a de aplicação do compósito propriamente dito.

A superfície de concreto precisa ser cuidadosamente trabalhada, através de esmerilagem. Não se deseja, neste caso, o efeito conseguido pelo apicoamento, como se requer, por exemplo, na preparação de superfícies destinadas a receber concreto projetado ou argamassa de reparação, mas simplesmente remover as sujeiras e a fina camada de nata de cimento que sempre reveste os elementos de concreto, permitindo assim a absorção do primário a ser aplicado e a conseqüente melhoria das propriedades aderentes da camada de concreto da interface.

Caso existam defeitos geométricos ou de execução ao longo da superfície a ser revestida, estes deverão ser reparados pela aplicação de argamassas epoxídicas alisadas a espátula. As arestas vivas deverão ser arredondadas, de forma a apresentarem um raio mínimo de curvatura da ordem dos 30 mm.

Preparada a superfície, o primer poderá ser aplicado de imediato, cuja função será não só a de melhorar, através da impregnação, as características do concreto da superfície, como também garantir a plena adesão do compósito.

Decorrido um intervalo de aproximadamente uma hora após a aplicação do primer, deverão ser aplicados, seqüencialmente, a resina de colagem (undercoating), a folha flexível de fibras de carbono (previamente desenrolada e cortada com uma tesoura, à rigorosa medida do reforço a ser executado) e a camada final de resina de recobrimento das fibras (overcoating). Em qualquer caso o excesso de resina deverá ser cuidadosamente removido.

A eventual aplicação de outras camadas é imediata, servindo a camada precedente como base para as seguintes. É no entanto possível diferir, no tempo, a aplicação das sucessivas camadas em até uma semana, desde que se aplique, sobre a resina endurecida, uma nova camada de resina fresca (undercoating).



O sistema de aplicação das folhas flexíveis de fibras de carbono está esquematicamente representado na Figura 3.43.

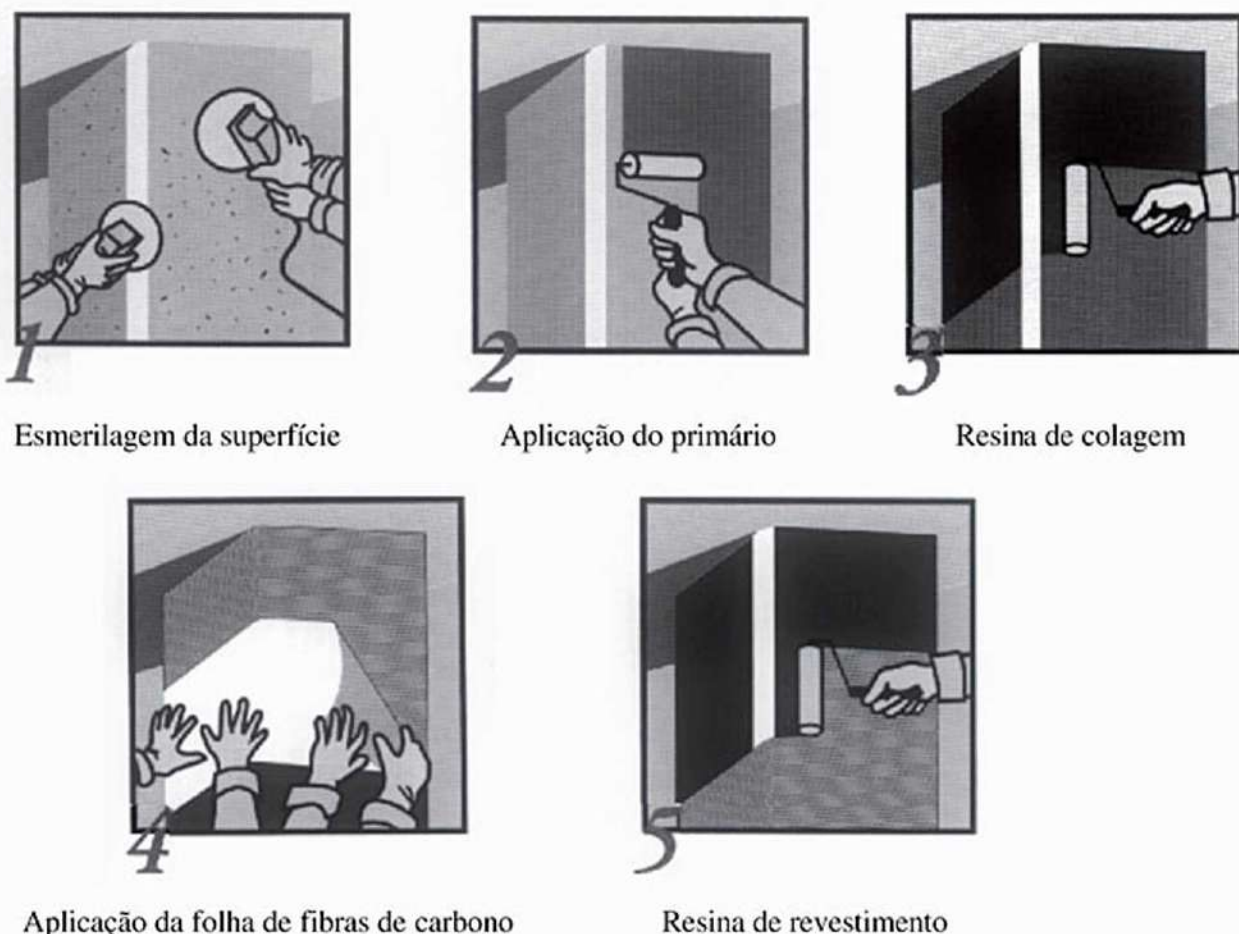


Figura 3.43 - Sistema de aplicação das folhas flexíveis de CFRP

Os ensaios até hoje disponíveis asseguram um bom funcionamento do sistema até um total de dez camadas, sendo recomendável, no entanto, que, sempre que este número for superior a seis, sejam realizados ensaios específicos de desempenho. Pretendendo garantir-se a distribuição transversal do reforço, as diferentes camadas poderão ser dispostas ortogonalmente entre si.

O acabamento final das superfícies poderá ser feito com revestimentos de alto desempenho que, simultaneamente, confirmam ao sistema melhor comportamento na resistência à ação do fogo.

### 3.7.3.3 O reforço de peças de concreto armado com compósitos de fibras de carbono para aumento da capacidade resistente

Anteriormente à ocorrência do sismo de Kobe e à conseqüente análise do comportamento das estruturas por ele afetadas, o sistema básico para a modificação e melhoria do comportamento das construções existentes pelo reforço com compósitos de fibras de carbono era orientado no sentido do aumento da capacidade resistente das peças, quer quanto à flexão (principalmente lajes e vigas), quer quanto ao esforço transversal (para pilares, em especial). Depois a orientação geral passou a ser no sentido do aumento da ductilidade.

Os diversos ensaios disponíveis mostram que as deformações nas fibras do compósito, quando uma viga de concreto armado reforçada é levada até a ruptura, assumem um comportamento linear, mesmo quando o concreto deixa a fase elástica e passa à plástica.

Assim sendo, pode-se considerar, para efeitos de dimensionamento, que o cálculo da área de CFRP necessária para o reforço de vigas de concreto armado à flexão possa ser feito em serviço, à semelhança de outros sistemas, tais como o de colagem de chapas metálicas.

Quanto aos valores das tensões e extensões admissíveis a adotar para este cálculo, sempre na dependência de ligeiras correções que serão função de cada produto – ou fabricante – específico, os muitos projetos já desenvolvidos apontam para números da ordem dos 800 MPa e 1,0%, respectivamente, para ações de longa duração.

O principal cuidado a ser tomado, em termos do dimensionamento dos reforços com folhas flexíveis de fibras de carbono, está no detalhamento da amarração destas ao concreto, justamente porque, neste aspecto, a eficiência do sistema dependerá não apenas do compósito – resina, em especial –, mas principalmente da capacidade da camada de concreto (entre as barras da armadura e a superfície) em responder à mobilização das forças de corte para a efetivação da transferência de tensões e conseqüente acionamento da contribuição do reforço.

Apesar do bom resultado dos ensaios executados com sistemas de amarração simples, garantidos apenas pelo atendimento a um comprimento de ancoragem mínimo, a prática da execução, traduzida na grande maioria dos trabalhos de reforço já executados, trouxe uma clara opção por se garantir a eficiência da amarração através do recurso a dispositivos mecânicos que, no caso de reforço com folhas flexíveis pré-impregnadas, consiste em envolver a totalidade da seção tracionada das peças, como se pode identificar pela observação da Fotografia 3.9.



**Fotografia 3.9** - Aumento da capacidade resistente de uma viga

Este sistema de amarração poderá permitir, em simultâneo, o aumento da capacidade resistente ao esforço transversal, desde que o envolvimento da peça seja total ou, no caso da existência de lajes, se garanta a eficiência da contribuição do banzo através da interposição de elementos metálicos – cantoneiras fixadas por buchas ao concreto – na ligação laje-viga.

Relativamente a esta questão, ensaios realizados pela Mitsubishi Chemical Corporation mostram não haver nenhuma diminuição sensível no desempenho de uma viga em T reforçada comparada com o de uma viga de seção rectangular de mesmas dimensões  $b \times h$  completamente envolvida por folhas flexíveis de fibras de carbono.



Ainda em termos de procedimentos de cálculo, mas agora para os casos de reforço para aumento de resistência ao esforço transversal, sugere-se que, para o dimensionamento à ruptura, a capacidade resistente seja determinada a partir da soma das contribuições individuais do concreto, das barras da armadura e do elemento compósito, sendo esta última parcela afetada de um coeficiente de comportamento igual a 0,8, assumindo-se, para o dimensionamento, o mecanismo de treliça modificado.

### 3.7.4 PROTENSÃO EXTERIOR

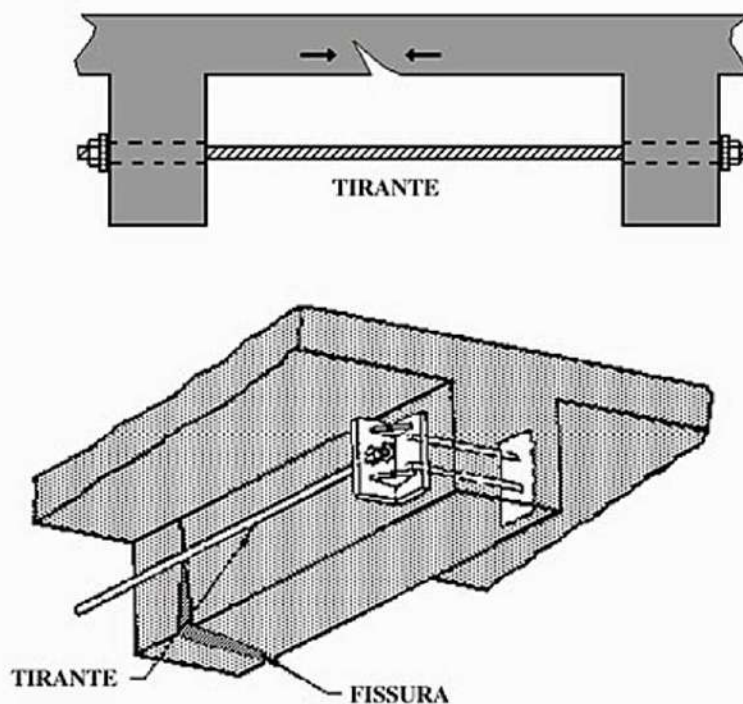
#### 3.7.4.1 Aplicações

Introduzir uma força exterior que seja capaz de compensar a existência de indesejáveis acréscimos de tensões interiores, ou que seja capaz de contribuir para um incremento na capacidade resistente de um determinado elemento estrutural será, talvez, em termos de concepção, a maneira mais simples de se proceder à recuperação ou ao reforço de peças de concreto.

O detalhamento desta idéia, quer em termos de projeto (dimensionamento), quer quanto à execução, não será tão simples assim, ou, dito de outra maneira, para a garantia de um bom resultado final, requererá especialização de pessoal, equipamento e material, que, por vezes, necessitará de alta sofisticação.

A técnica de protensão exterior (não aderente), com a utilização de barras ou cabos, vem sendo a preferida, quase que pela unanimidade dos especialistas na matéria, quando se trata de serviços de recuperação ou reforço de estruturas, cujos casos mais comuns, em termos de justificação ao recurso à protensão, são os que a seguir, em forma de resumo, são exemplificados:

- costura de fendas em vigas (como se pode observar na Figura 3.44), a ser realizada, basicamente, pela introdução de uma deformação no sentido contrário ao de formação da fissura;



Figuras 3.44 - Costura de fendas por aplicação de protensão exterior



- inibição de deformação (ver Figura 3.45), cujo método executivo é semelhante ao descrito no parágrafo precedente;

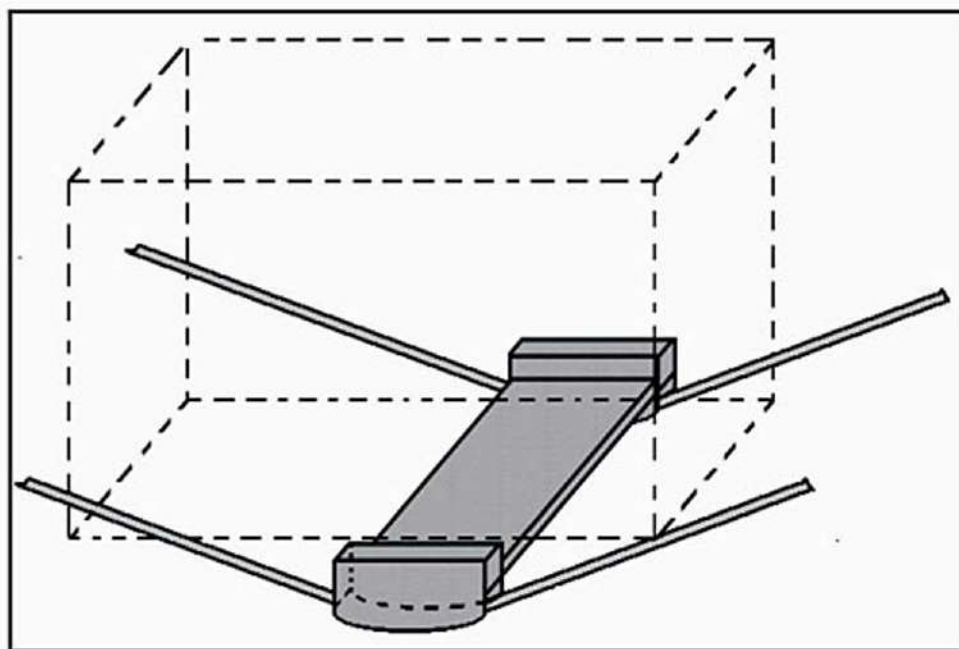


Figura 3.45 - Inibição de deformação por aplicação de protensão exterior

- como elemento provocador de redistribuição de esforços em peças contínuas, aliviando vãos ou apoios mais críticos, e forçando a que outros, adjacentes à aqueles, e mais folgados, em termos de capacidade resistente, possam vir a trabalhar no seu limite (ver Figura 3.46). As hipóteses executivas são várias, devendo ser analisadas caso a caso;

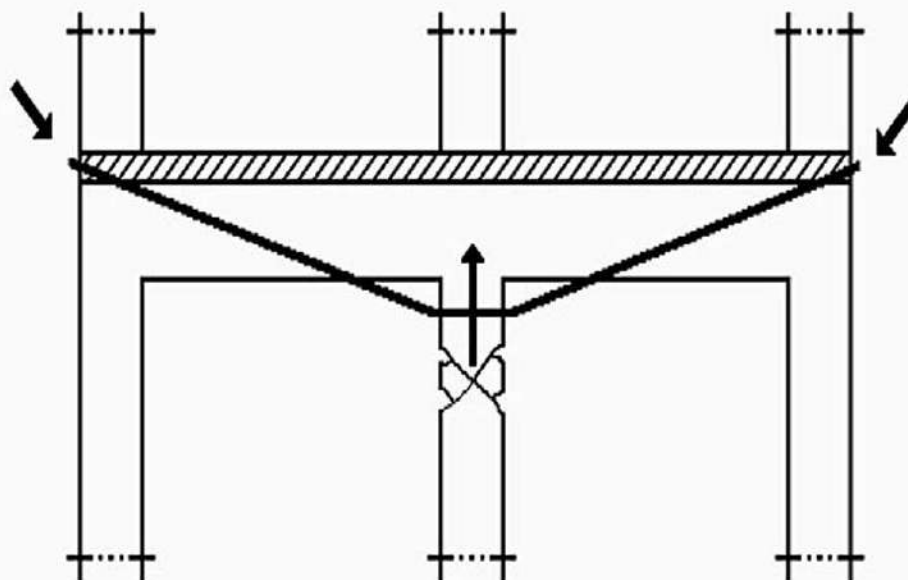
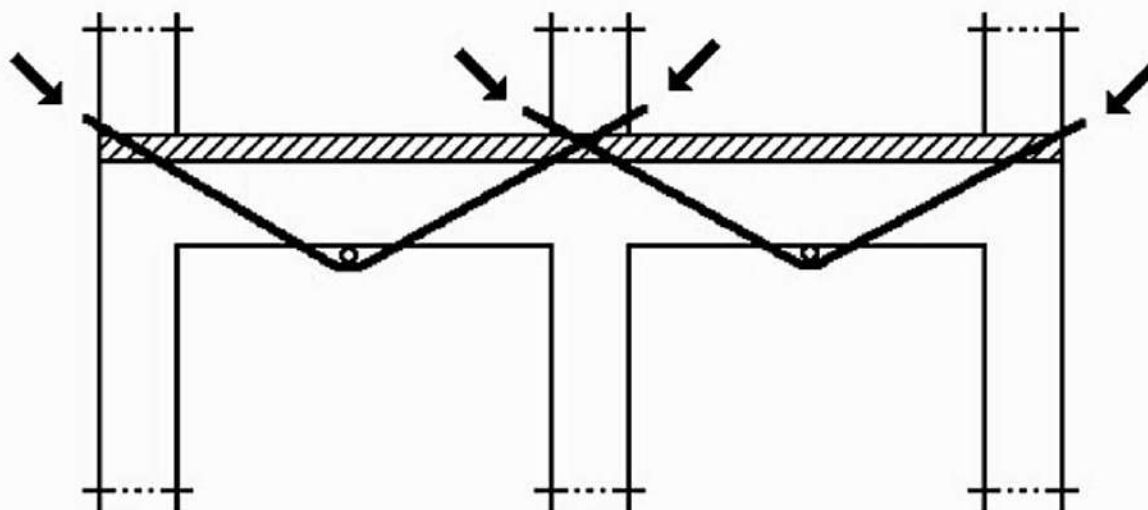


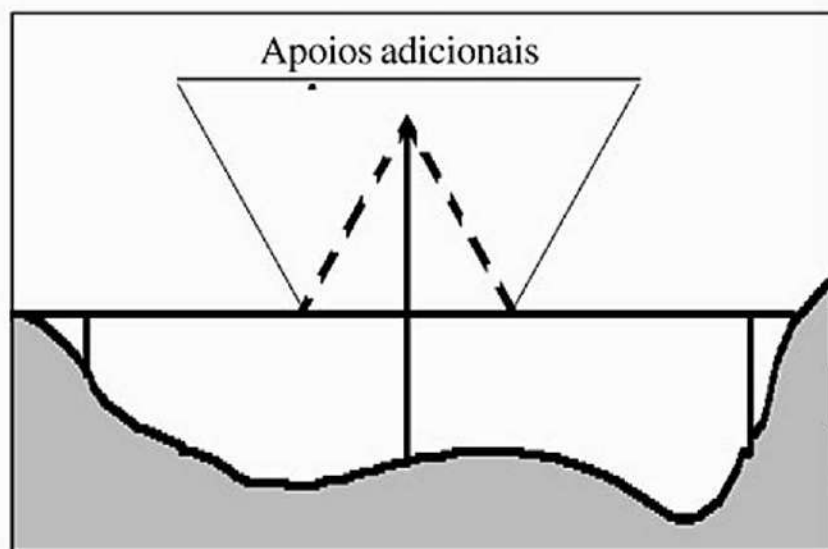
Figura 3.46 - Substituição de um pilar danificado, com a conseqüente redistribuição de esforços, através da aplicação de protensão exterior

- aumento da capacidade de carga de uma peça estrutural, ou seja, reforço por adição (ver Figura 3.47);



**Figura 3.47** - Reforço de vigas à flexão, através da aplicação de protensão exterior

- transversalmente, como correção de ligações pré-fabricadas ou para melhorar a distribuição de cargas entre vigas de uma ponte, por exemplo;



**Figura 3.48** - Criação de apoios adicionais, através da aplicação de protensão exterior

- para criação de apoios adicionais, funcionando como tirantes, como o representado na Figura 3.48.

### 3.7.4.2 Histórico

A técnica do concreto protendido é relativamente nova, sendo que a primeira patente, pertencente a Eugène Freyssinet, data de 1928, apesar de, já 40 anos antes, engenheiros como Johnson (1886) e Doehring (1888) terem realizado testes razoavelmente relevantes de pré-comprimir alguns elementos estruturais. Assim sendo, e particularmente se considerarmos o intervalo devido à Segunda Grande Guerra, será fácil concluir que não deverão existir muitas estruturas protendidas com mais de 40 anos.

Apesar disso, no entanto, já é grande o número de estruturas desse tipo que foram objeto de recuperação, reforços e até mesmo de demolição, fato que, a par da já citada apetência da técnica como instrumento próprio às recuperações, justificaria uma análise mais apurada da relação protensão × degradação × recuperação.

É natural que a experiência de recuperação de estruturas protendidas ou com a utilização de protensão esteja, em muito, concentrada nas pontes e viadutos, assim como se entende perfeitamente a opção pela adoção, para o reforço, da técnica da protensão exterior, pelo menos por duas razões:

- poder, no futuro, voltar a aplicar esforço, corrigindo erros iniciais, ou perdas, ou ainda mudança das condições iniciais com o passar dos tempos. Esta prática é perfeitamente coerente com os modernos conceitos de inspeção e manutenção das estruturas;
- utilizar plenamente a capacidade resistente da estrutura existente, ainda que deformada, ou, por outro lado, possibilitar o trabalho da estrutura como uma combinação de concreto armado e protendido: concreto parcialmente protendido.

Assim, os registros disponíveis indicam que, no início da década de 1950, na Europa Central (Bélgica, Alemanha e França) e também no Brasil (introduzido por Walter Pfeil), a protensão exterior deu seus primeiros passos, que, no entanto, e contrariamente ao esperado, não trouxeram resultados imediatos, muito pela frequência de problemas de corrosão nos cabos (sensíveis a ataques químicos, por serem elementos metálicos sob tensão).

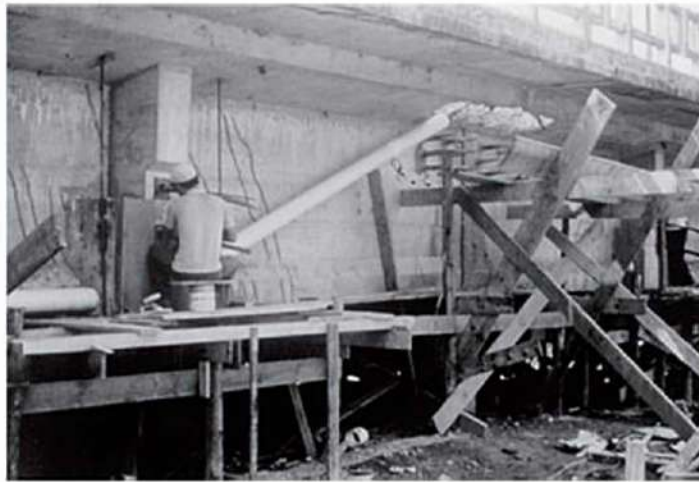
Ao final da década de 1960, entretanto, e durante toda a década seguinte, constatou-se que as pontes construídas em protendido, no sistema tradicional de cabos embutidos no concreto, começavam a apresentar problemas, particularmente no que diz respeito a deformações excessivas e fissuração transversal das vigas principais. Tais problemas, devidos ao próprio desconhecimento do comportamento do material com o tempo (fluência, relaxação, retração, trabalho sob influência da variação de temperatura), implicaram necessidade de recuperação daquelas obras, e o recurso à protensão exterior foi, então, inevitável, resultando em um mais aprofundado estudo da técnica e da sua correlação com a durabilidade, estudo esse que veio a mostrar-se tão profícuo que, nos anos 1980, as maiores obras, em termos de vãos a serem vencidos, foram realizadas com a utilização de esforço exterior ao concreto.

#### **3.7.4.3 Particularidades**

A protensão exterior é, na realidade uma pós-tensão quando aplicada como instrumento de reforço ou recuperação, configurando-se a situação de concreto parcialmente protendido, que requer métodos próprios de dimensionamento, como será visto em 4.5.

Alguns aspectos relacionados com a própria concepção da protensão exterior são muito importantes para a avaliação das condições de sua execução. Dentre vários, destaca-se a garantia da eficiência da ancoragem, posto que, contrariamente ao que ocorre quando os cabos são aderentes ao concreto, se a ancoragem falhar na protensão exterior, o cabo se ressentirá em toda a sua extensão e deixará de ser útil como elemento resistente. Assim, deverá ser entendido que o recurso à protensão exterior exige pleno domínio da matéria, pois passará a assentar sobre esses cabos o comportamento em serviço da estrutura.





**Fotografia 3.10** - Reforço por cintamento com aplicação de protensão exterior

Entendidas tais exigências, os detalhes executivos serão em tudo semelhantes aos exigidos para a construção de uma estrutura nova e para os trabalhos preliminares de preparação da estrutura (vedação de fissuras, limpeza de concreto e outros que se mostrem necessários), devem ser observadas as recomendações já feitas, neste Capítulo nos itens correspondentes.

### 3.7.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O REFORÇO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

#### 3.7.5.1 Lajes

O reforço das lajes pode ser efetuado por:

- reforço das armaduras negativas: é o mais simples de todos, embora nem sempre possa ser adotado pelo projetista, como no caso de edifícios residenciais, por exemplo, quando seria necessário operar-se pelo apartamento de cima. Para a sua execução, fazem-se simplesmente os trabalhos preparatórios iniciais – retirada do piso, execução de ranhuras na laje nas posições das novas barras, e limpeza –, coloca-se as novas barras em posição, aplica-se resina epóxi e recobrem-se as barras com argamassa de base mineral ou grout, dependendo da necessidade ou não de a estrutura entrar rapidamente em serviço;
- reforço das armaduras positivas: usado quando apenas o reforço das armaduras negativas for insuficiente ou quando esse reforço não puder ser adotado. Para sua execução, retira-se o revestimento, apicoa-se toda a face inferior da laje, colocam-se as novas armaduras em posição (preferencialmente telas soldadas) – fixadas com grampos e arames ou pinos aplicados com pistolas –, e recobrem-se as armaduras, usando-se epóxi e argamassa de base mineral ou grout, ou então concreto ou argamassa projetada;
- reforço das armaduras de canto: podem ser negativas ou positivas, e os métodos de execução são os descritos anteriormente;
- aumento da espessura: é a melhor opção para quando apenas o aumento da seção transversal das armaduras não for suficiente, e, na maioria dos casos, pode ser feito com um simples apicoamento, limpeza e encharcamento da face superior da laje, seguida pela concretagem da nova capa de concreto estrutural. Em casos extremos de carregamentos muito elevados, pode-se usar resina epóxi para melhorar a aderência entre o concreto de base e o novo concreto;
- combinação dos casos acima.

### 3.7.5.2 Vigas

Os procedimentos a serem adotados para a execução do reforço de vigas dependerão do projeto que depende da necessidade do reforço, podendo ser por aumento da armadura de flexão, positiva ou negativa, aumento da armadura transversal, colagem de chapas de aço (tanto para aumentar a capacidade resistente à flexão como a capacidade resistente ao cisalhamento), protensão exterior, e o aumento das armaduras longitudinais ou transversais em conjunto com o aumento da seção transversal de concreto. Deve-se notar que a deficiência de armadura transversal pode ser devida a esforços de corte ou de torção, e que também pode ser necessário aumentar a seção da armadura de costela.

a) Aumento da capacidade resistente à flexão, pelo aumento da armadura longitudinal e/ou da seção de concreto

Com as lajes adjacentes escoradas, caso a capacidade de resistência residual da viga, durante os trabalhos, seja insuficiente para resistir às solicitações (ver Cap. 4), os procedimentos a serem adotados são:

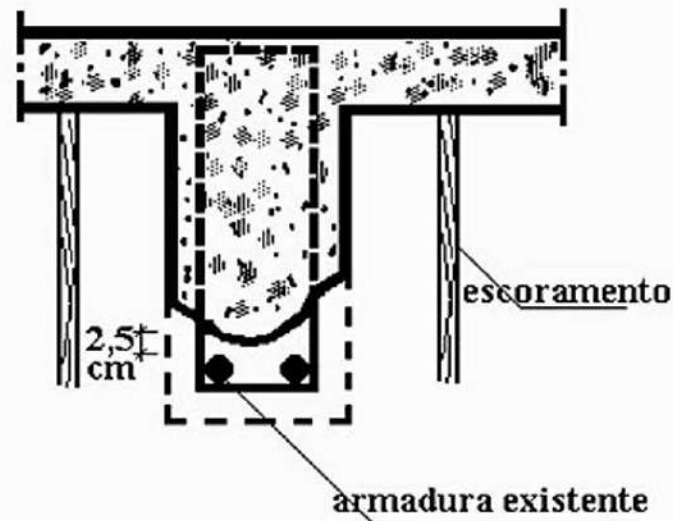


Figura 3.49 - Preparação do fundo da viga

i) No caso de aumento das armaduras positivas:

- cortar a face inferior da viga até que as barras da armadura existente fiquem totalmente expostas. Recomenda-se que seja deixado um espaço de pelo menos 2,5 cm entre estas barras e o concreto (ver Figura 3.49).
- fazer sulcos verticais nas faces laterais da viga, a distâncias determinadas em projeto, de forma a que os novos estribos fiquem perfeitamente encaixados (Figura 3.50). Isto pode não ser necessário, desde que não haja necessidade de aumento da seção de concreto ou da capacidade resistente ao cisalhamento;
- apicoar as faces laterais da viga;

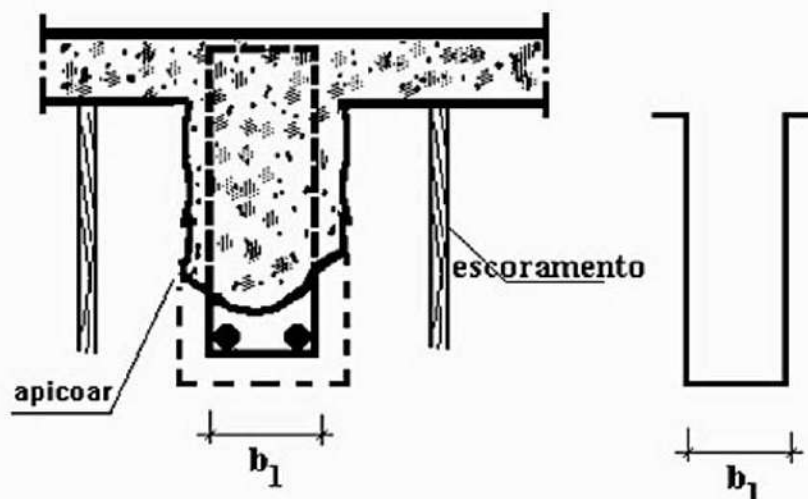


Figura 3.50 - Encaixe dos novos estribos

– colocar as novas armaduras em posição (Figura 3.51).

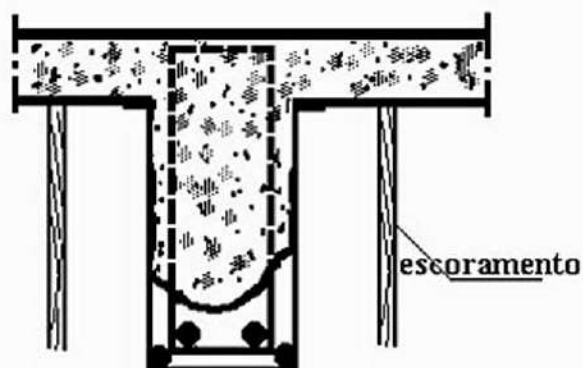


Figura 3.51 - Reforço da armadura longitudinal de vigas

– para o caso em que não for necessário aumentar a seção de concreto existente, pode-se utilizar o procedimento descrito para reparos usando-se argamassa de base mineral com aplicação de adesivo epóxi nas armaduras, ou argamassa epoxídica, ou grout. Pode-se também utilizar argamassa ou concreto projetado, mas isto apenas quando houver grandes áreas a serem reforçadas;



Figura 3.52 - Reforço de vigas com aumento da seção de concreto - colocação das fôrmas



– para o caso em que for necessário aumentar a seção de concreto existente, deve-se preparar e ajustar as fôrmas com cachimbo (Figura 3.52), aplicar resina epóxi nos pontos de contato da nova armadura com o concreto existente e, dentro do “pot-life”, concretar. As regiões apenas sulcadas para o encaixe dos novos estribos devem ser preenchidas com argamassa de base mineral, argamassa epoxídica ou grout. Após a retirada das fôrmas, todas as protuberâncias remanescentes devem ser eliminadas.

ii) No caso de aumento das armaduras negativas:

O procedimento para aumentar as armaduras negativas de uma viga é em tudo semelhante ao das lajes.

#### b) Aumento da capacidade resistente ao cisalhamento

O aumento da capacidade resistente ao cisalhamento em vigas, oriundo do cortante ou da torção, pode ser conseguido de três formas: aumento da armadura transversal; aumento da armadura transversal e da seção de concreto; e utilização de chapas coladas.

i) Aumento da seção transversal da armadura:

Teoricamente isto poderia ser conseguido utilizando-se estribos, barras dobradas, ou ambos, mas em termos práticos, apenas os estribos são utilizados. O procedimento é o já descrito para o caso de aumento da capacidade resistente à flexão de vigas. São normalmente utilizados estribos abertos. A Figura 3.53 ilustra este procedimento.

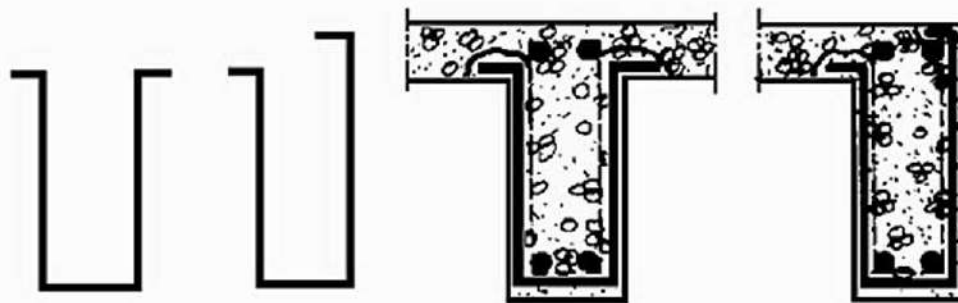


Figura 3.53 - Reforço ao cisalhamento - aumento da armadura transversal

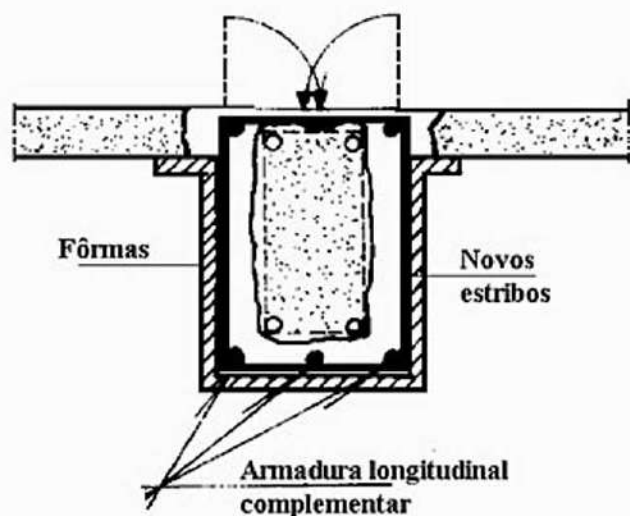
ii) Aumento da seção transversal da armadura e do concreto:

Neste caso usam-se, em geral, estribos fechados, já que este trabalho é normalmente acompanhado pela colocação de uma armadura longitudinal complementar. Os trabalhos seguem o seguinte roteiro:



Figura 3.54 - Preparação da viga para reforço ao cisalhamento

- abertura de furos nas lajes adjacentes à viga, nos locais de colocação dos novos estribos, conforme mostra a Figura 3.54, e apicoamento de todas as faces da viga;
- colocação dos estribos em posição, após uma rigorosa limpeza de toda a viga. Os estribos são colocados abertos, e fechados apenas após sua amarração à armadura longitudinal (Figura 3.55);



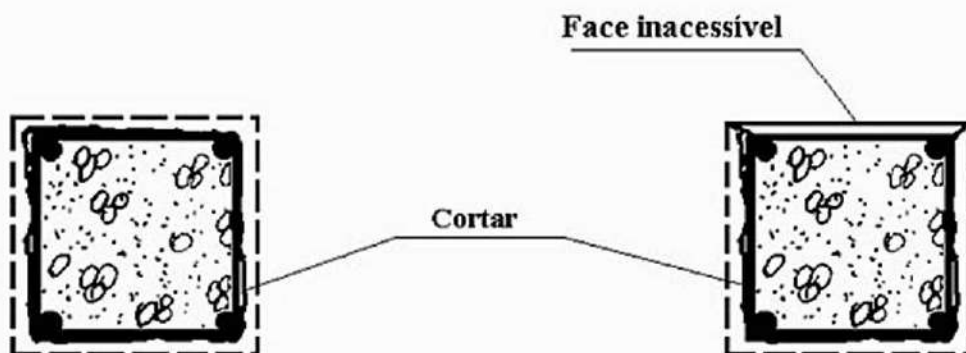
**Figura 3.55** - Colocação e ajuste das armaduras - reforço ao cisalhamento

- colocam-se as fôrmas em posição, aplica-se resina epóxi nas regiões de contato das novas armaduras com o concreto existente, e concretam-se, normalmente com concreto aditivado com aditivo fluidificante e expensor. Alternativamente se pode usar grout (para pequenos volumes) ou concreto projetado (para grandes áreas).

### 3.7.5.3 Pilares

O procedimento a ser adotado para o reforço de pilares dependerá das causas que levaram à necessidade do reforço, do posicionamento do pilar na edificação, de razões estéticas e do material disponível. Há casos em que é suficiente aumentar apenas a seção transversal da armadura, enquanto em outros será também necessário aumentar a seção de concreto. Pode-se também utilizar perfis metálicos para o reforço.

O posicionamento do pilar na edificação é um fator determinante, haja vista que há casos em que não se tem acesso a todas as faces do pilar, obrigando que o trabalho de reforço seja feito apenas em algumas faces.



**Figura 3.56** - Preparação das faces do pilar

a) Aumento da seção transversal da armadura:

- corte de todas as faces do pilar às quais se tem acesso, até que as armaduras existentes fiquem aparentes (mas não descobertas), como mostram as Figuras 3.56.
- limpeza rigorosa da superfície cortada;
- colocação das novas barras em posição (Figura 3.57);



Figura 3.57- Colocação das novas armaduras no pilar

- para o caso mostrado na Figura 3.56.b, os furos para encaixe dos novos estribos devem ser preenchidos com resina epóxi fluida imediatamente antes da colocação dos novos estribos em posição;
- reconstituição da seção de concreto, respeitando o cobrimento dos novos estribos.

b) Aumento das seções transversais de concreto e da armadura:

O procedimento é o mesmo recomendado para as vigas, devendo-se notar que se pode usar concreto projetado, colocando-se guias lateralmente para evitar que haja perda excessiva de concreto (Figura 3.58), ou concreto convencional aditivado com aditivo plastificante e expansor, sendo que neste caso a concretagem deve ser efetuada por partes – em geral a cada metro de altura –, de baixo para cima, sendo o último lance concretado através de aberturas feitas na laje do teto (Figura 3.59), ou com argamassa farofa (Figura 3.60), quando não for possível fazer os furos na laje.

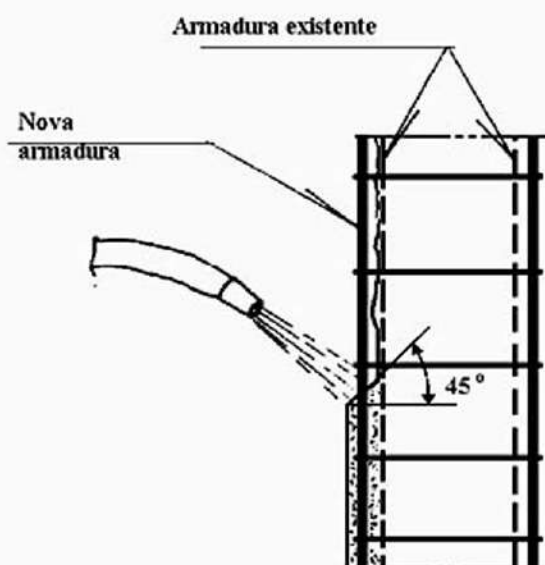


Figura 3.58 - Concreto projetado a 45° com a superfície de base



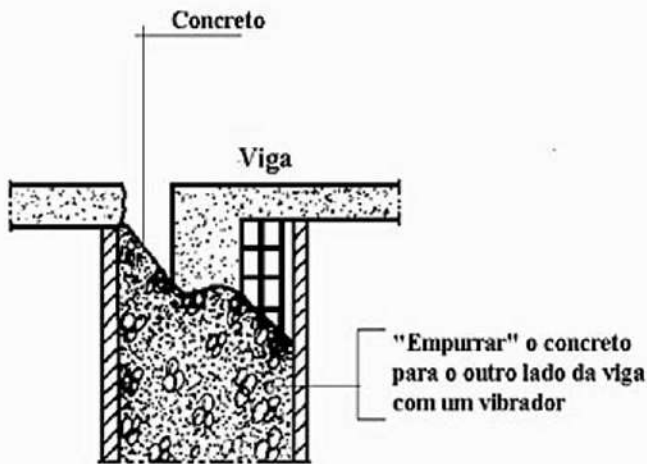


Figura 3.59 - Concretagem pelo rasgo na laje

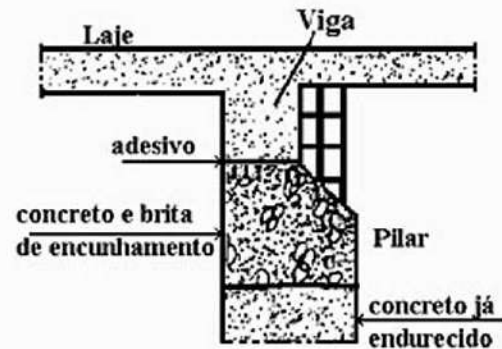


Figura 3.60 - Concretagem pelo topo do pilar

#### 3.7.5.4 Consolos

São bastante comuns os casos de surgimento de fissuras e trincas em consolos, como descrito no Capítulo 1. Os consolos, segundo a classificação corrente na engenharia, podem ser classificados em consolos longos, que são tratados como vigas em balanço, consolos curtos e consolos muito curtos, sendo os consolos curtos os mais usuais.

Para o reforço de consolos curtos, embora possa haver variações de acordo com o tipo da estrutura e das solicitações que atuam no consolo, o procedimento normal é o que será visto a seguir. Antes do início dos trabalhos, o consolo deve ser totalmente descarregado. Para aqueles que apóiam vigas por intermédio de aparelhos de apoio (Figura 3.61), a viga deve ser convenientemente suspensa com um macaco hidráulico, o que muitas vezes requer a construção de uma estrutura auxiliar provisória. Naqueles nos quais as vigas são rigidamente ligadas a eles, deve-se escorar a viga para que seja possível o completo descarregamento do consolo (Figura 3.62).

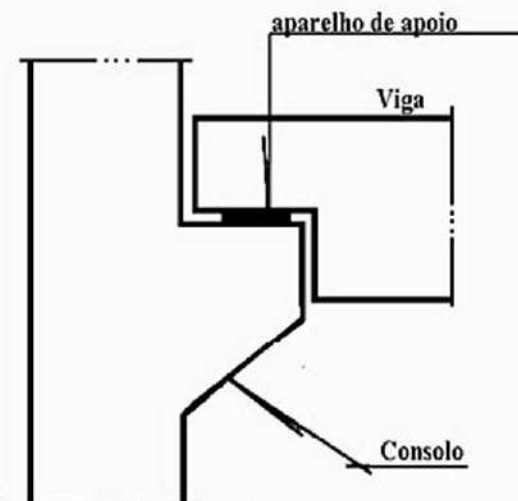


Figura 3.61 - Viga apoiada em consolo por aparelho de apoio

Com o consolo descarregado, procede-se aos trabalhos de apicoamento, remoção do concreto deteriorado, se for o caso, limpeza, colocação das armaduras de reforço em posição, colagem com resina epóxi e recobrimento

das armaduras. O material a ser utilizado será função do volume de concreto a ser aplicado, podendo ser desde argamassa de base mineral até concreto com adesivo epóxi.

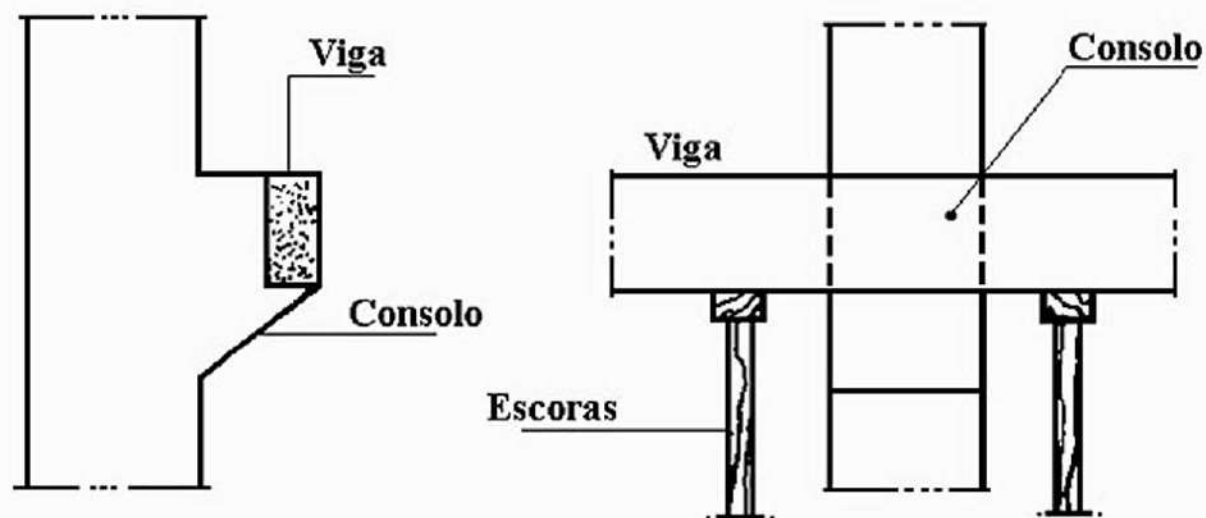


Figura 3.62 - Viga apoiada monoliticamente em consolo

### 3.7.5.5 Fundações

As estruturas de concreto, embora sejam em sua grande maioria monolíticas, são normalmente subdivididas, para fins de análise, em seis grupos principais: as lajes, que absorvem as cargas de superfície, lineares e pontuais aplicadas diretamente sobre elas e as transmitem às vigas; as vigas, que absorvem as reações das lajes, de outras vigas, de pilares e de alvenarias, e as transmitem aos pilares; os pilares, que absorvem as reações de lajes e de vigas e as transmitem às fundações; os elementos complementares, como escadas, caixas-d'água e piscinas, que são elementos compostos; as fundações, que transmitem as cargas oriundas dos pilares ao terreno; e o solo, que é, em última instância, o elemento que irá absorver todas as cargas oriundas da estrutura.

Ao receber estas cargas o terreno se deforma e as fundações deverão ter sido projetadas de forma que estas deformações não sejam incompatíveis com a finalidade da estrutura, sendo, portanto, por ela assimiláveis.

Deve-se notar que, em casos extremos, a resistência do terreno pode ser esgotada em virtude das cargas transmitidas pelas fundações, o que ocasiona a sua ruptura. Além disto, tanto a resistência como a deformabilidade do terreno não são propriedades constantes, podendo vir a sofrer variações apreciáveis ao longo do tempo em virtude da variação da umidade, de vibrações ou ainda de construções executadas em suas vizinhanças (Bauer, 1986).

Quando ocorrem falhas nas fundações, o aparecimento de fissuras é uma consequência lógica da interação solo-estrutura, sendo em geral de difícil interpretação, e muitas vezes torna-se necessário instrumentar a estrutura para se ter condições de julgar corretamente como o problema teve origem e o seu desenvolvimento.

As fissuras começam a surgir nos elementos mais rígidos e/ou menos resistentes. Portanto, no caso dos edifícios, são as alvenarias os elementos que primeiro apresentam fissuras, já que possuem grande rigidez e são constituídos por materiais frágeis e de baixa resistência mecânica.

#### a) Reforço de fundações superficiais

O trabalho de reforço em fundações superficiais (blocos, sapatas, vigas de fundação, radiers) deve sempre ter início na retirada da terra que envolve a fundação, deixando descobertas a face superior e as faces laterais. Em alguns casos, como em encostas, por exemplo, deve-se escorar a estrutura antes de se dar início aos trabalhos.

A etapa seguinte consiste na limpeza das superfícies expostas, seguida pelo seu apicoamento. Para melhorar a aderência entre o concreto base e o concreto de reforço, podem ser feitos furos perpendicularmente às faces da fundação e em todo o seu perímetro, onde serão colocados vergalhões de aço após o seu preenchimento com resina epóxi fluida. Alternativamente, pode-se aplicar resina epóxi em toda a superfície apicoada, imediatamente antes da nova concretagem.

Depois que a preparação estiver terminada, a nova fundação é concretada com concreto estrutural. Normalmente os reforços de fundações tipo sapata são feitos transformando-as em blocos, em virtude da dificuldade existente para a colocação de novas armaduras. Alternativamente, pode-se optar por escorar toda a estrutura (o que só é viável para pequenas construções), demolir a fundação existente e reconstruí-la.

#### b) Reforço de fundações profundas

Todas as fissuras que surgem em elementos estruturais devem ser cuidadosamente analisadas, diagnosticando-se suas origens, de forma a se poder efetuar o reparo. Estas fissuras são sempre mais preocupantes quando em elementos estruturais situados em regiões favoráveis à corrosão, como oscilações de maré e respingos de água.

As fissuras nas estacas podem ser provocadas por excesso de energia utilizada no processo de cravação, ou por agentes exteriores, e com isto se torna necessário recuperar ou reforçar estas estacas, o que é um trabalho de difícil execução, sendo preferível, muitas vezes, abandonar a estaca danificada cravando-se outra estaca nas proximidades.

Quando possível, o trabalho de reforço ou recuperação de estacas é em geral feito utilizando-se grout. Assim, deve-se, como no caso das fundações superficiais, escavar-se o local deixando a região danificada da estaca a descoberto, colocar-se as fôrmas (bastante estanques) em posição e injetar grout bastante fluido sob pressão, de forma que ele preencha todos os vazios.

Neste tipo de trabalho o grout deverá ser convenientemente dosado, especialmente no que diz respeito à quantidade de água necessária para atingir a fluidez. Deverá ser utilizado equipamento mecânico para a mistura do material (betoneira), procurando-se obter a maior homogeneidade possível.

#### 3.7.5.6 Reparos e reforços submersos

A força das correntezas e o choque das ondas das águas dos rios e do mar constituem poderosos agentes corrosivos das estruturas. Além disto, o choque de troncos de árvores e de outros objetos carregados pelas águas contra as estruturas e o atrito provocado pela ação das águas, principalmente quando elas carregam areias e resíduos em suspensão, são também responsáveis por danos em elementos estruturais.

Para completar estas ações danosas, o choque das águas é responsável pela formação de poeira salina que, arrastada pelo vento, vai se depositar nas estruturas, iniciando ou acelerando o processo de corrosão.

Além da ação direta das águas, a fauna dos mares e dos rios (ostras, ouriços, moluscos, etc) também atacam de forma significativa os concretos porosos ou fissurados. As cracas, por exemplo, exercem forte pressão local, podendo destruir as pinturas betuminosas de proteção e tornando as superfícies muito ásperas.



Assim, trabalhos de recuperação ou de reforço submersos são muitas vezes necessários e normalmente feitos com argamassa epoxídica ou com grout.

**a) Reparo ou reforço com argamassa epoxídica**

O primeiro passo consiste na limpeza total das superfícies do elemento estrutural, quando se deve remover totalmente a vida aquática existente e as partes de concreto soltas ou em decomposição.

A argamassa a ser utilizada é misturada manualmente, tomando-se cuidados para evitar a incorporação de ar e a conseqüente formação de bolhas. Para que a mistura fique bem homogênea, devem-se misturar pequenas quantidades de cada vez. Depois de pronta a mistura, são feitas bolas com a argamassa, que o mergulhador aplica uniformemente, sob pressão constante da mão, de baixo para cima, evitando desta forma que as bolhas de ar expelidas pelo equipamento de mergulho empolem e descolem a argamassa.

O trabalho é executado seguindo-se os ciclos de maré, para que seja evitada emenda na interface água-ar, que é uma zona de grande turbulência e alta oxigenação.

**b) Reparo ou reforço com grout.**

Os trabalhos de limpeza e preparação das superfícies deve ser feito como para o caso da argamassa epoxídica.

Para a preparação do grout, coloca-se a quantidade especificada no misturador, acrescentado-se a água aos poucos e misturando-se continuamente. A adição de água deve ser feita em duas etapas: na primeira, são adicionados 2/3 da quantidade de água de amassamento especificada durante cerca de 2 minutos; em seguida, adiciona-se o restante da água, misturando-se durante 3 minutos. O fator água/grout é de 0,12. Depois de toda a água ter sido acrescentada, mistura-se por mais 5 minutos, para que se tenha certeza da homogeneidade da mistura.

Antes da preparação do grout as novas armaduras, caso existam, devem ser colocadas em posição, assim como as fôrmas, que deverão ser estanques em virtude do estado fluido do grout. Se necessário (grandes volumes), podem-se acrescentar agregados graúdos, sendo o grout injetado, sob pressão, de baixo para cima.

# ASPECTOS DE PROJETO

---

## 4.1 INTRODUÇÃO

O projeto de estruturas de concreto armado, ou protendido, com o conseqüente dimensionamento dos elementos estruturais que as compõem, deve obedecer às prescrições das diversas Normas Técnicas existentes, e o projetista conta, para o auxiliar nesta tarefa, com uma vasta literatura relativa ao assunto. No caso de se querer projetar o reforço de elementos estruturais danificados, entretanto, o mesmo não acontece, pois não só inexistem Normas Técnicas específicas sobre o assunto, como há mesmo vários aspectos ainda bastante obscuros e que não são abordados sequer nos livros especializados em recuperação e reforço de estruturas.

O propósito deste capítulo é justamente a abordagem de metodologias apropriadas para o dimensionamento do reforço de elementos estruturais danificados ou a requerer incremento na sua capacidade portante, o que, para alguns casos, será feito de forma ainda especulativa, já que rareiam dados conclusivos e base experimental fundamentada sobre a matéria.

Assim, começa-se pelo estudo da avaliação da resistência residual de elementos de concreto armado danificados, discutindo questões cujo adequado conhecimento poderá não só permitir ao projetista quantificar o que pode ainda aproveitar da peça existente, e, conseqüentemente, reduzir a intensidade do reforço, como avaliar se há ou não necessidade de se escorar a estrutura, o que tem grande importância, por serem ambas informações que, em geral, se tornam fatores decisivos na análise da viabilidade econômica da execução dos trabalhos de recuperação e reforço.

Em seguida, e já passando à pormenorização de sistemas de reforço, serão analisadas as situações de aumento da capacidade resistente de peças fletidas e comprimidas pela adição de elementos metálicos – chapas e perfis –, pela introdução de protensão externa e ainda pelo aumento da seção transversal de concreto existente.

Finalmente, abordaremos dois tópicos ainda bastante polêmicos e que são objeto de pesquisas em desenvolvimento em Universidades e Centros de Pesquisa no Brasil e no exterior:

- o estudo das tensões de deslizamento na superfície de ligação de dois concretos de idades diferentes, em elementos fletidos de concreto armado ou protendido;
- a análise dos sistemas de redistribuição de tensões em peças comprimidas reforçadas por aumento da seção transversal de aço, ou pelo aumento das seções transversais do aço e do concreto, de forma a avaliar a taxa efetiva de trabalho do novo concreto e das barras de aço incorporadas num elemento já sob tensão.

## 4.2. RESISTÊNCIA RESIDUAL DE ELEMENTOS DANIFICADOS

### 4.2.1 ELEMENTOS FLETIDOS

O modelo básico de uma peça fletida danificada é o de uma viga que, ao longo de uma extensão  $\ell_d$ , apresenta suas armaduras de tração livres do envolvimento que normalmente lhes é conferido pelo concreto, configurando inexistência localizada de aderência (ver Figura 4.1).

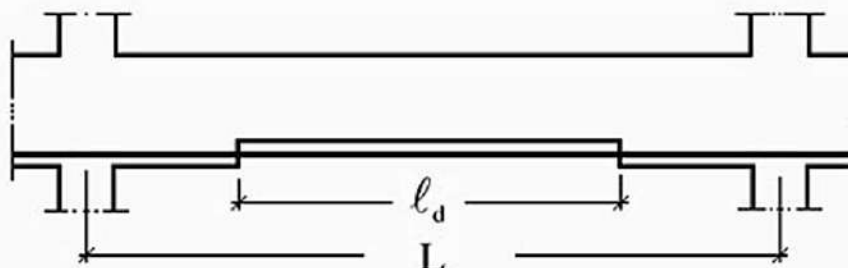


Figura 4.1 - Viga fletida com armadura de tração exposta

Este modelo é bastante representativo, não só das situações de corrosão, em que as barras, revestidas pela ferrugem, acabam por ficar isoladas do concreto que originalmente as envolvia, como das de recuperação e reforço, em que há necessidade de promover-se a remoção profunda do concreto contaminado, liberando as armaduras.

A análise desta situação visa determinar se a viga em questão requer ou não escoramento, quando em serviço ou durante trabalhos de recuperação.

As pesquisas mais aprofundadas sobre o assunto são as de Eyre e Nokhasteh (1992), Nokhasteh, Eyre e McLeish (1992), e Cairns e Zhao (1993), que consideram, como hipóteses básicas, que as barras da armadura estejam suficientemente ancoradas nas regiões sãs da peça e que toda a região danificada esteja tracionada.

Normalmente as lajes e a grande maioria das vigas são projetadas de forma a que o escoamento das barras da armadura de tração ocorra antes do esmagamento do concreto da região comprimida (peças subarmadas). Quando há perda de aderência entre estes dois materiais, e particularmente quando isto ocorre em um trecho da viga que compreenda o ponto de máximo momento solicitante, em todo este trecho tenderão a ocorrer deformações próximas das que existem quando o aço escoar. Se o comprimento do trecho sem aderência for pequeno, o elemento estrutural continua a se comportar como se não estivesse danificado, ou seja, como peça subarmada; mas, se este comprimento for significativo, a ruptura pode ocorrer com as armaduras ainda dentro do regime elástico, para um momento resistente menor, e o elemento estará a se comportar como uma peça superarmada.

Traçado o quadro genérico do modelo de estudo e admitindo-se, como hipóteses básicas para a análise, que o concreto tenha um comportamento elástico linear e que seja válida a teoria de Bernoulli, deverá ser entendido que, como nos casos de quaisquer elementos de concreto armado, deverão ser satisfeitas as condições de equilíbrio de forças e momentos e de compatibilidade de deformações.

As condições de equilíbrio vão exigir que tanto a resultante das forças horizontais internas em qualquer seção da viga seja nula – o que é expresso pela equação 4.1 –, como que as forças internas e o momento solicitante estejam em equilíbrio (equação 4.2).



A condição de compatibilidade das deformações implica que as deformações no aço e no concreto sejam compatíveis, o que é expresso pela equação 4.3 (ver também a Figura 4.2). A forma como estas equações serão satisfeitas vai depender da existência ou não de aderência entre o aço e o concreto, como será visto a seguir.

$$\sum H = 0 \rightarrow A_s \sigma_y + \sigma_c b x/2 = 0 \quad (4.1)$$

$$\sum M = 0 \rightarrow A_s \sigma_y Z = M \quad (4.2)$$

$$\int_0^L \varepsilon \, dl = \int_0^L \varepsilon \, dl \quad (4.3)$$

Para a viga não danificada, a posição do eixo neutro, isto é, o valor de  $x$ , será constante ao longo de toda a viga. Se  $A_s$  for também constante,  $\sigma_y$  será proporcional ao momento solicitante,  $M$ . Como estão ligados, armadura e concreto envolvente terão a mesma deformação ao longo de toda a viga.

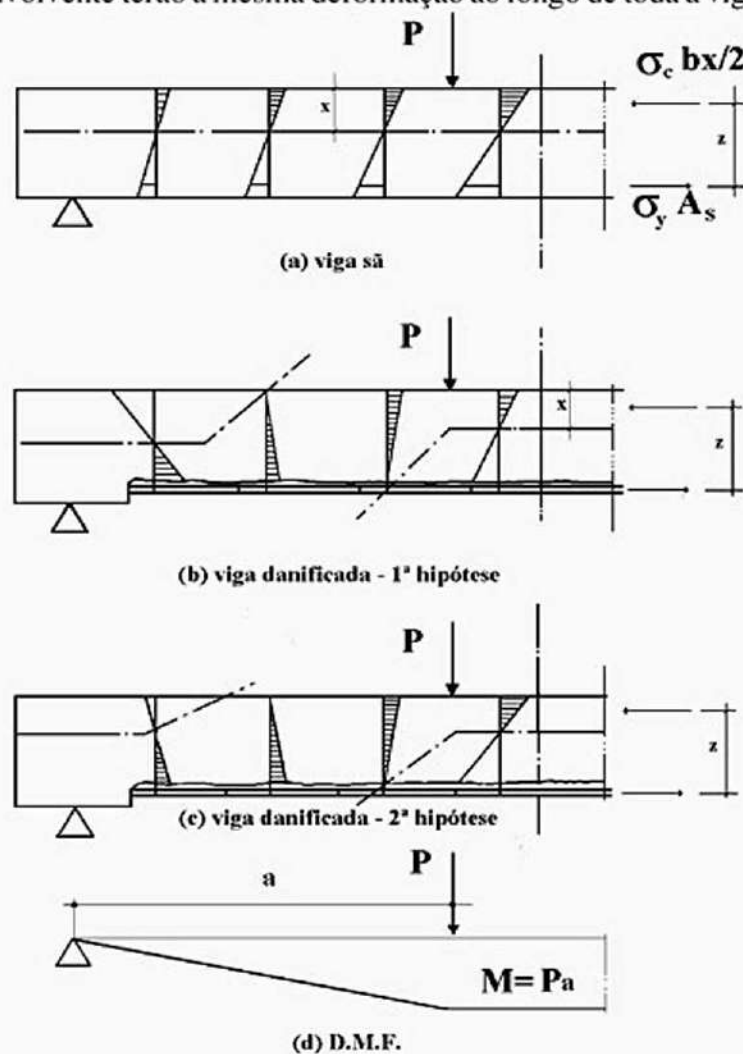


Figura 4.2 - Comportamento de vigas de concreto armado danificadas

Admitindo que um trecho da viga esteja com a armadura exposta e, como hipótese inicial, considerando apenas a satisfação das equações de equilíbrio, e que  $x$  tenha para valor o mesmo que teria no caso da viga não danificada (Figura 4.2.a), tem-se que, como as barras de aço estão livres, a tensão de tração será constante ao longo de todo o comprimento. Para que a equação 4.2 seja satisfeita em qualquer seção da viga, o valor de  $z$  deve variar de forma idêntica à do momento fletor, já que, pela equação 4.1,  $\sigma_c b^x/2$  deve ser sempre igual a  $A_s \sigma_y$ , que é constante. O diagrama de momentos fletores para esta viga é mostrado na Figura 4.2.d.

Por este diagrama, indo-se do meio do vão para o apoio, imediatamente fora da zona de momento fletor constante o eixo neutro deve descer, já que o valor de  $M$  diminui e, conseqüentemente,  $A_s \sigma_y z$  deve diminuir. Com isto, a tensão de compressão máxima no concreto se reduz na razão inversa do aumento do valor de  $x$ . Seguindo-se adiante em direção ao apoio, chega-se a uma seção em que a linha de ação da força de compressão,  $\sigma_c b^x/2$ , atinge o terço médio da altura da seção de concreto ou, em outras palavras, a seção em que a linha neutra cai fora da viga, e com isto o concreto será comprimido ao longo de toda a sua altura.

Continuando-se em direção ao apoio, o eixo neutro descerá ainda mais (já que o valor de  $z$  deve continuar a decrescer), e chega-se a uma seção que a tensão de compressão é uniforme ao longo de toda a altura da seção de concreto. À medida que  $M$  continua a diminuir, indicando a proximidade cada vez maior do apoio, o eixo neutro irá reaparecer, mas agora por cima da viga e dirigindo-se para baixo, até eventualmente ficar contido na viga. Atingida esta situação, a forma do diagrama de tensões inicial – da zona de  $M$  constante – se repetirá, só que então com o concreto tracionado nas fibras superiores da viga e comprimido nas inferiores.

Esta configuração de tensões satisfaz a ambas as equações de equilíbrio, mas, entretanto, é incapaz de satisfazer a equação de compatibilidade, já que a deformação na armadura não se reduz em direção ao apoio, e o alongamento da barra exposta é superior ao da barra imersa no concreto. Acontece também que o alongamento das fibras inferiores da seção de concreto é menor quando a armadura está exposta, de acordo com o mostrado na Figura 4.2.b. Pois bem, se o alongamento do aço é maior e o do concreto é menor, a equação 4.3 deixa de ser satisfeita e, portanto, para que isto não ocorra é necessário que o alongamento das fibras inferiores da seção de concreto também aumente, o que só poderá ser conseguido se a linha neutra do trecho com  $M$  constante subir, isto é, se o valor de  $x$  diminuir. Com isto, o valor de  $z$  aumentará, e o de  $\sigma_y$  diminuirá.

De forma a que a equação 4.1 seja satisfeita,  $\sigma_c$  deve aumentar com a diminuição do valor de  $x$ , e a curvatura da seção também aumentará. Estes aumentos são pequenos, em virtude da mudança no valor de  $z$ , e, portanto, é o aumento da curvatura da seção de concreto quem dá a maior contribuição para a satisfação da equação 4.3.

O grau no qual o comportamento de uma viga se altera ao ser danificada depende do comprimento danificado  $l_d$ . Quando este comprimento aumenta, a tensão de compressão no concreto também aumenta, e, no caso extremo, ocorrerá a ruptura do concreto por esmagamento, a um carregamento sensivelmente menor do que o que seria necessário para causar o esmagamento do concreto na viga sã. A possibilidade de que isto ocorra depende de a armadura escoar ou não antes de  $\sigma_c$  atingir o valor da tensão de ruptura do concreto, o que, por sua vez, depende de  $\rho$ , taxa de armadura da seção. Se, para a viga sã, a seção for balanceada, ela se tornará superarmada ao ter a sua armadura de tração exposta, enquanto em uma viga subarmada a armadura ainda poderá escoar antes de o concreto se romper por esmagamento. Assim, a resistência à flexão será tanto mais reduzida quanto mais fortemente armada a viga for.

Eyre e Nokhasteh (1992) mostraram, usando uma relação simplificada tensão x deformação do concreto, que a redução de capacidade de carga em uma viga de concreto armado simplesmente apoiada danificada dependia da fração do vão com armaduras livres, da distribuição de cargas ao longo do vão e da densidade das armaduras. Neste trabalho, os autores assumiram que tanto o carregamento como o trecho com armadura livre fossem simétricos em relação ao meio do vão, e que o concreto se comportasse de forma linearmente elástica até a ocorrência de uma ruptura frágil e abrupta, como mostra a Figura 4.3.

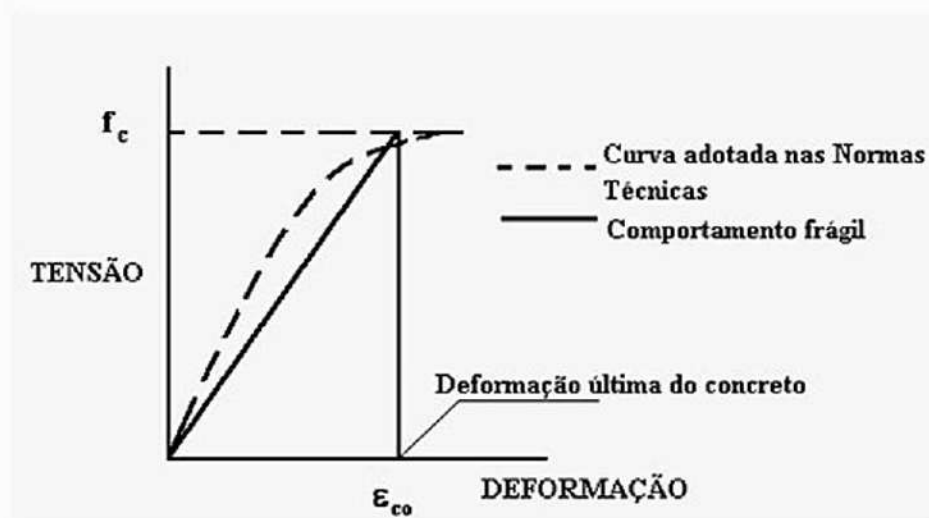


Figura 4.3 - Curvas tensão x deformação do concreto

Cairns e Zhao (1993) acrescentaram a esta lista de fatores que influenciam a capacidade portante do elemento fletido, a posição do trecho danificado, a forma do carregamento e a forma da seção transversal do elemento. Quanto a este último fator, é sensível que, para as vigas com seção T, a perda de resistência é menor do que para as vigas de seção retangular, posto que a zona de concreto comprimida é maior.

Com base nas hipóteses de Eyre e Nokhasteh (1992), foi desenvolvida uma série de equações algébricas que possibilitam calcular a resistência residual de elementos fletidos danificados, o que levou aos gráficos mostrados na Figura 4.4.

Nestes gráficos,  $P_0$  é a capacidade de carga do elemento não danificado e  $P$  a do elemento danificado (definida como a carga que produz a deformação  $\epsilon_{co}$  em qualquer ponto do concreto),  $\ell_d$  é o comprimento danificado adimensional ( $\ell_d = \ell_d / L$ ; ver Figura 4.1),  $A_s$  é a área das barras da armadura tracionada,  $d$  é a altura útil do elemento,  $\Phi = \frac{2f_y}{3f_c} \rho$ ,  $\rho = A_s / A_c$ ,  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço,  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto e  $\Phi_{bal}$  é determinado para a situação de ocorrência simultânea das deformações últimas no aço e no concreto ( $\epsilon_y$  e  $\epsilon_{co}$ , respectivamente):

$$\Phi_{bal} = \frac{\epsilon_{co}}{3\epsilon_y \left(1 + \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_y}\right)} \quad (4.4)$$



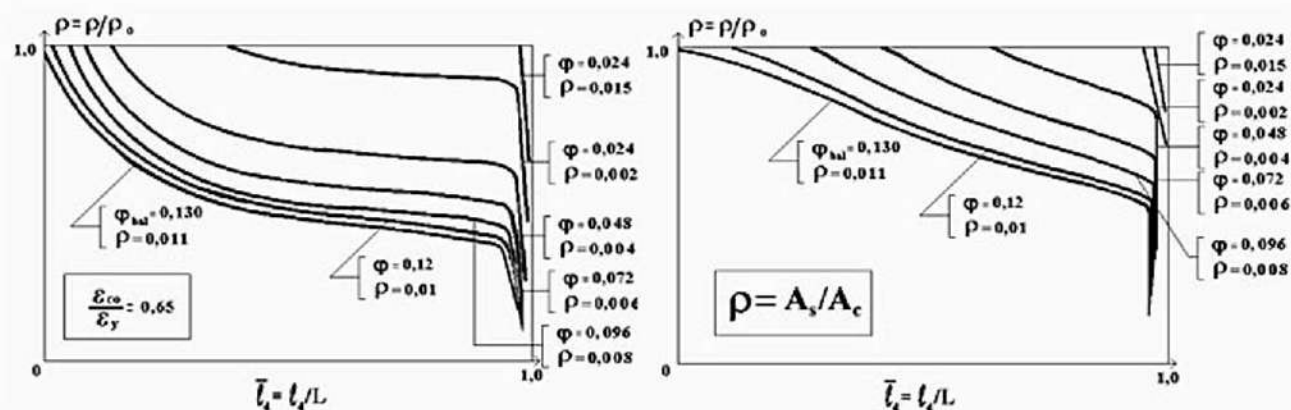
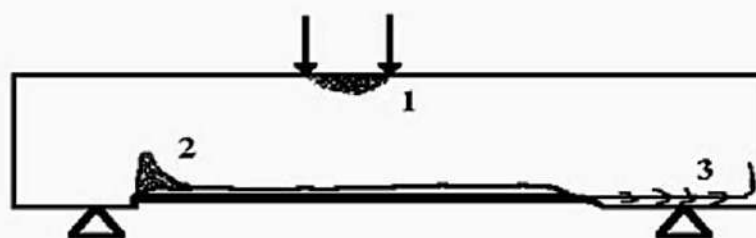


Figura 4.4 - Curvas de capacidade de carga x comprimento danificado (Eyre e Nokasteh (1992))

Da análise dos gráficos da Figura 4.4, que mostram as diferentes capacidades de carga de elementos danificados que vão desde lajes levemente armadas a vigas fortemente armadas (até  $\Phi_{bal}$ ), chegou-se às seguintes conclusões:

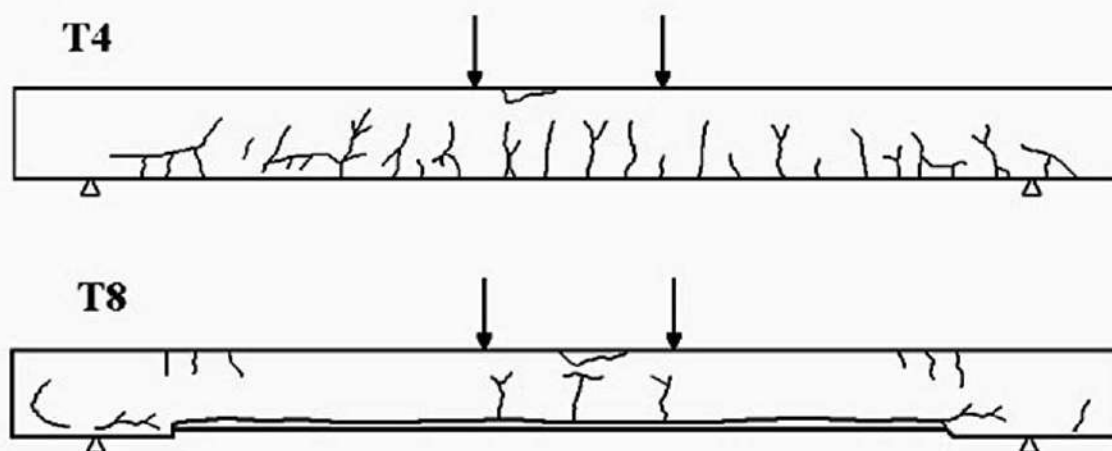
- i) as reduções de capacidade de carga são tão menores quanto menos armados forem os elementos. Para lajes ligeiramente armadas, por exemplo, pode-se ter comprimentos danificados consideráveis sem que ocorra qualquer redução da capacidade de carga. Esta capacidade, em qualquer caso, só se reduz após se atingir um comprimento crítico de danificação, para o qual o elemento muda da condição de subarmado para a de superarmado;
- ii) quanto maior a taxa de armadura, e, conseqüentemente, maior o valor de  $\phi$ , maior será a redução da capacidade de carga;
- iii) analisando-se a forma das curvas, observa-se que as reduções progressivas da capacidade de carga vão se tornando relativamente menores à medida que o comprimento danificado aumenta, até cerca de 90% do vão, numa situação próxima da caracterização do elemento como totalmente danificado ( $0,9 < \bar{l}_d \leq 1,0$ ). A partir daí as curvas sofrem abruptas variações, o que se deve à mudança da condição de ruptura, do meio do vão do elemento para as extremidades do trecho danificado (esmagamento do concreto). Deve-se observar que nesta situação há sempre a possibilidade de a ruptura se dar por falta de ancoragem das barras tracionadas. A Figura 4.5 ilustra estes três tipos de ruptura;
- iv) para cargas uniformemente distribuídas, as reduções da capacidade de carga são bem inferiores às que se chega para cargas concentradas aplicadas no meio do vão. Cairns e Zhao (1993) chegaram a resultados que permitem afirmar que, para duas cargas concentradas dispostas simetricamente em relação ao meio do vão, a redução da capacidade de carga assume um valor percentual intermediário às dos casos de uma carga concentrada única e de uma carga uniformemente distribuída;
- v) quanto maior a resistência à compressão do concreto, menor é a redução da capacidade de carga.



**Figura 4.5** - Mecanismos de ruptura de vigas de concreto armado danificadas

De forma a obter uma maior certeza quanto aos resultados obtidos a partir das hipóteses simplificadoras adotadas por Eyre e Nokhasteh (1992), pois tais hipóteses não modelam a ductilidade rotacional da seção de ruptura, Nokhasteh, Eyre e McLeish (1992) decidiram fazer um novo estudo, no qual utilizaram uma análise não-linear, por elementos finitos, com comprovação experimental (como Cairns e Zhao). Neste novo estudo todas as vigas foram carregadas com duas cargas concentradas dispostas simetricamente em relação ao meio do vão.

A Figura 4.6 mostra os resultados dos ensaios de duas vigas, da série de vigas ensaiadas por Cairns e Zhao (1993), que aqui são reproduzidos por serem mais representativos do que os de Nokhasteh, Eyre e McLeish (1992).



**Figura 4.6** - Resultados de ensaios em vigas (Cairns e Zhao (1993))

As principais diferenças observadas entre a viga danificada e a viga sã foram:

- a) a viga danificada apresenta um espaçamento maior entre fissuras na zona de momento constante;
- b) a viga danificada apresenta fissuras mais extensas (altas) que as da viga sã;
- c) as fissuras centrais na viga danificada bifurcam no topo;

d) não surgiram fissuras na zona tracionada, na viga danificada, exteriores ao trecho da viga em que o momento solicitante  $M$  é constante;

e) surgiram, apenas na viga danificada, fissuras de flexão próximas ao final do trecho em que a armadura estava exposta, na face superior da viga.

Na viga danificada a formação de trincas foi repentina, dando-se a cargas relativamente baixas e assumindo, imediatamente, a sua configuração final. As aberturas das fissuras nesta viga são bem maiores do que na viga sã, e isto se deve à ausência do elemento controlador das aberturas das fissuras, que é a armadura, e da maior curvatura do meio do vão. Deve-se ainda observar que a bifurcação das fissuras na viga danificada é devido ao fato de que as mesmas não podem se propagar acima do eixo neutro, o que faz com que surjam tensões de tração paralelas às fissuras, nos seus topos.

Os comportamentos das vigas ensaiadas, tanto por Nokhasteh, Eyre e McLeish (1992) como por Cairns e Zhao (1993), além de apresentarem boa concordância com as análises teóricas efetuadas, foram, qualitativamente, ao encontro das conclusões do estudo de Eyre e Nokhasteh (1992). Assim, sugere-se que para lajes e vigas usuais de edifícios sejam utilizados os gráficos aqui apresentados para estimar a capacidade residual de carga de elementos fletidos danificados (Figura 4.4), mas que para vigas de maior importância seja efetuada uma análise por elementos finitos, considerando-se a ductilidade rotacional da seção de ruptura.

#### 4.2.2 ELEMENTOS COMPRIMIDOS

Os estudos experimentais para a avaliação da capacidade resistente de elementos comprimidos danificados ainda não alcançaram o estágio a que chegaram os já desenvolvidos para as peças fletidas. Entretanto, sabe-se que, ao menos no mesmo centro de pesquisa que possibilitou as discussões apresentadas em 4.2.1, já existe a programação para o próximo desenvolvimento destes trabalhos.

Isto não invalida, no entanto, a elaboração de algumas análises sobre o comportamento resistente de peças comprimidas danificadas, cuja capacidade última  $P_u$ , para atuação de esforços axiais, pode ser traduzida por:

$$P_u = 0,85f_{cd}A_c + f'_{s2d} A'_s \quad (4.5)$$

onde: 0,85 é um coeficiente que leva em conta o efeito Rüschi;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto;

$A_c$  = área total de concreto;

$f'_{s2d}$  = tensão de cálculo no aço para um encurtamento de 0,2%;

$A'_s$  = área total de aço.

Esta expressão é baseada em uma série de hipóteses, das quais destacamos:

- i) a resistência total do pilar é igual à soma das resistências do concreto e do aço que o constituem;
- ii) toda a seção de concreto contribui uniformemente para a formação da capacidade última da coluna;
- iii) o cobrimento de concreto e os estribos são suficientes para evitar a flambagem das barras da armadura longitudinal;
- iv) não há deformação lenta.



Nas situações de corrosão de barras da armadura de um pilar surgem trincas no concreto de cobrimento que, em casos mais avançados, resultam no deslocamento do concreto. Ensaios efetuados por Richart (1934), por Hognestad (1951) e por McLeish (1978) indicaram que a fissuração do cobrimento reduz substancialmente a carga última da coluna, e deve-se mesmo desprezar a contribuição do concreto do cobrimento sempre que a abertura das fissuras atingir 0,2 mm.

Embora a corrosão severa possa resultar em perda de área da seção transversal das barras da armadura longitudinal, a conseqüente redução na capacidade de carga da coluna é em geral reduzida, principalmente se comparada à resultante do efeito da fissuração do cobrimento. Quando a corrosão ocorre nos estribos (o que é o caso normal, já que estes possuem cobrimento menor do que o das barras longitudinais, têm diâmetro pequeno e estão submetidos a tensões de tração), no entanto, os efeitos são mais sérios, porque o confinamento do concreto ficará comprometido e as barras da armadura longitudinal ficarão livres, isto é, mais vulneráveis à flambagem elástica.

A diminuição do confinamento do concreto tem implicações sérias. Quando a coluna é carregada axialmente, os estribos atuam no combate ao efeito de Poisson e reduzem as tensões biaxiais no concreto, principalmente nas proximidades da carga última. Para avaliar-se a contribuição dos estribos à capacidade última da coluna basta proceder à análise do comportamento de peças comprimidas cintadas.

Se  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto de um pilar, quando sobre o mesmo vier a atuar um cintamento por camisa metálica, a tensão última no concreto passará a ser:

$$f_{cu} = f_{ck} + f_{cv} \quad (4.6),$$

onde  $f_{cv}$  é o incremento resistente resultante do confinamento promovido pelo cintamento.

O máximo valor de  $f_{cv}$  ocorre quando o aço do cintamento – já agora considerado como um conjunto de discretas cintas: estribos – escoa. Observando a Figura 4.7 e admitindo, na pior hipótese, o coeficiente de Poisson  $\nu$  do concreto igual a 0,25, virá:

$$f_{cv} = \frac{P_i}{\nu} = 4p_i = 2\rho f_{yk} \quad (4.7)$$

sendo  $\rho$  a taxa percentual volumétrica de estribos referenciada à área de concreto cintado e  $f_{yk}$  a resistência característica do aço dos estribos à tração.

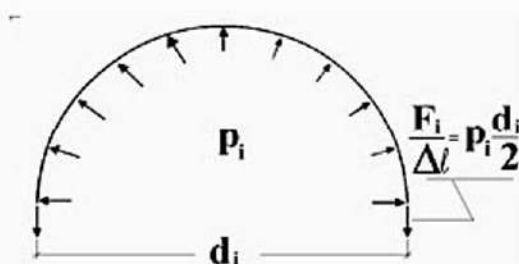


Figura 4.7 - Esforços radiais no cintamento

Cabe comentar que a expressão aqui adotada para a determinação de  $f_{cv}$  é simplificadora. Havendo interesse na consideração de formulações mais sofisticadas, que levem em conta a alteração no próprio diagrama tensão x deformação do concreto sob confinamento – e não apenas a extensão na capacidade de deformação do material – e também a forma de distribuição e intensidade dos estribos, sugere-se a observação do prescrito no Código Modelo 90 do C.E.B., item 3.5.2.2.

Combinando as expressões (4.6) e (4.7) chega-se a:

$$f_{cu} = f_{ck} + 2\rho f_{yk} \quad (4.8)$$

o que permite analisar, sob forma gráfica (ver Figura 4.8), a influência da perda de seção transversal dos estribos na determinação da capacidade de carga de uma coluna.

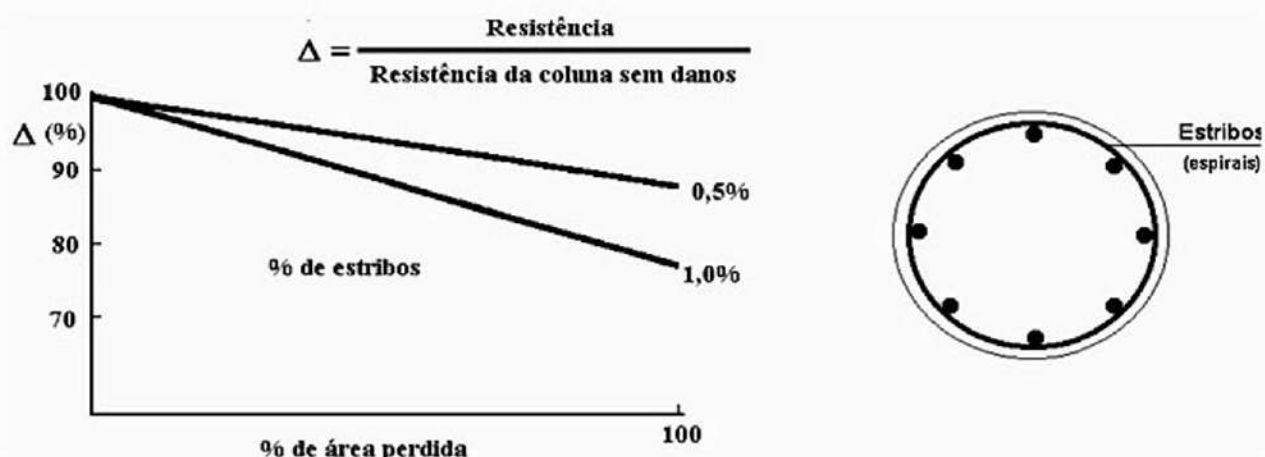


Figura 4.8 - Redução na eficiência do confinamento do concreto por perda de área de estribos (Richart (1934))

Quando se avalia a capacidade de carga última de uma coluna de concreto armado, um outro fator importante é o relativo ao carregamento de longa duração, já que é assumido que tanto o concreto como o aço atingem suas capacidades máximas aproximadamente com a mesma deformação, o que faz com que a capacidade última da coluna seja composta pelas contribuições individuais dos dois materiais. Esta hipótese é perfeitamente válida para cargas de curta duração, mas para cargas de longa duração a deformação lenta reduz o módulo efetivo do concreto, reduzindo conseqüentemente as tensões de compressão em cerca de 15%, na situação de ocorrência do escoamento nas barras de aço. O efeito da deformação lenta será maior em colunas onde tenha ocorrido aumento das tensões de compressão no concreto por causa da perda do cobrimento por fissuração ou deslocamento.

Outro aspecto ainda a considerar é o da flambagem das barras da armadura longitudinal. Estas barras estão impedidas de flambar pelo concreto do cobrimento e pelos estribos. Quando este concreto se desprende, ou fica bastante fissurado, esta restrição é substancialmente reduzida, sendo mantida apenas pelos estribos.

Normalmente o espaçamento máximo dos estribos permitido pelas Normas Técnicas é suficiente para assegurar que as barras longitudinais não venham a sofrer flambagem elástica antes que a carga de esmagamento seja atingida. Entretanto, mesmo com os estribos corretamente dispostos, as barras longitudinais sofrem

flambagem inelástica (o que reduzirá drasticamente suas capacidades de suporte) quando estiverem próximas do escoamento. Imperfeições iniciais, perda do cobrimento e diminuição da área da seção transversal de estribos reduzirão bastante a carga de escoamento das barras, fazendo com que o concreto, já danificado, absorva mais carga, o que pode levar a estrutura à ruína.

Por fim, nunca será a mais a lembrança de que, no caso de edifícios altos, pontes, estruturas sujeitas a esforços sísmicos, ou em qualquer caso em que as forças horizontais sejam relevantes para o dimensionamento dos pilares, as considerações aqui feitas devem ser tomadas em conjunto com as desenvolvidas em 4.2.1, por estarmos diante de peças sujeitas a flexo-compressão.

## 4.3 REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

### 4.3.1 INTRODUÇÃO

A utilização de finas chapas de aço coladas por resina epóxi ao concreto, para reforçar elementos estruturais fletidos, é uma técnica bastante moderna e, quando o trabalho é bem executado, bastante eficiente. No Capítulo 3 (item 3.7.2) foram abordadas as dificuldades executivas deste tipo de reforço, tratando-se aqui de mostrar como dimensionar as chapas de aço que serão as armaduras externas das vigas de concreto armado. O sucesso do reforço dependerá da qualidade da resina empregada, da conveniente preparação das superfícies do concreto e do aço, da execução do reforço em si e da correção do projeto.

O princípio do método, cujos primeiros estudos se devem a L'Hermite e J. Bresson (1971), é bastante simples, ou seja, trata-se da colagem de finas chapas de aço à superfície de concreto com resina epóxi, criando um elemento estrutural composto concreto-cola-aço, o que possibilita aumentar a resistência do elemento a momentos fletores e forças cortantes. Como “efeito colateral” obtém-se um aumento da rigidez do elemento, diminuindo a sua deformabilidade.

Nas décadas de 1970 e de 1980 surgiu a maioria dos trabalhos sobre o assunto, iniciando-se com Swamy, Jones e Mays (1987), na Inglaterra, que foram responsáveis por uma série de ensaios que permitiu que a técnica das chapas coladas tivesse um nível de utilização prática antes não alcançado. A estes estudos seguiram-se os de Cánovas (1988), no Instituto Eduardo Torrojas, na Espanha, D. Van Gemert et ali (1991), na Katholieke Universiteit Leuven, na Bélgica, Hussein e Ziraba (1994, 1995), na King Fahd University of Petroleum and Minerals, na Arábia Saudita, Oehlers e Moran (1990), na University of Adelaide, na Austrália, Theillout (1992), no Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, na França, e Campagnolo et ali (1995), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, entre outros. Em um recente trabalho realizado no Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, Silveira e Souza (1997), desenvolveram um método para o projeto de chapas coladas, que será aqui apresentado, e compararam os resultados obtidos por este método com os de Bresson, Cánovas, Van Gemert, Ziraba, Oehlers e Campagnolo, chegando a resultados bastante satisfatórios.

Deve-se, qualquer que seja o método utilizado, levar em consideração certas restrições impostas por regulamentos. A regulamentação mais utilizada para os procedimentos de colagem de chapas é a do C.E.B. que, dentre outras restrições, especifica que:

- a) a espessura da camada de cola não exceda a 1,5 mm (quanto mais espessa a camada, menor a resistência à tração). Cánovas (1984) sugere que este limite seja de 1,0 mm;



b) a espessura da chapa não ultrapasse 3 mm (a não ser que sejam utilizados dispositivos especiais de ancoragem, buchas metálicas expansivas, em particular);

c) o incremento a obter nos esforços resistentes, comparada a situação depois do reforço com a original, não seja superior a 50%, tanto para a flexão como para o cisalhamento (limitação que, em alguns casos, será muito conservadora).

O cálculo do reforço de vigas à flexão consiste na determinação da área da seção transversal da(s) chapa(s) de aço necessária(s) para permitir que a viga resista às novas solicitações, e também na determinação de seu(s) comprimento(s) de ancoragem. Para isto é necessário que todas as características geométricas da seção transversal existente sejam conhecidas (dimensões da seção de concreto e posicionamento das seções transversais das armaduras), seja através de desenhos “as-built” ou por pesquisa “in loco”, assim como torna-se indispensável que as forças solicitantes do elemento original estejam definidas e que as propriedades dos materiais sejam determinadas.

#### 4.3.2 O MÉTODO DE J. BRESSON

Bresson partiu, em seus estudos, das seguintes hipóteses iniciais:

- a) os materiais são linearmente elásticos;
- b) o concreto não tem resistência à tração;
- c) as seções se mantêm planas após a deformação;
- d) não há escorregamento entre a chapa e o concreto.

Em resumo, Bresson considera que o dimensionamento deve ser feito no Estádio II, sendo a viga solicitada na seção a ser dimensionada por um momento fletor composto de duas parcelas:  $M_p$ , que é o momento devido ao peso próprio e às cargas permanentes; e  $M_s$ , que é o momento devido às sobrecargas.

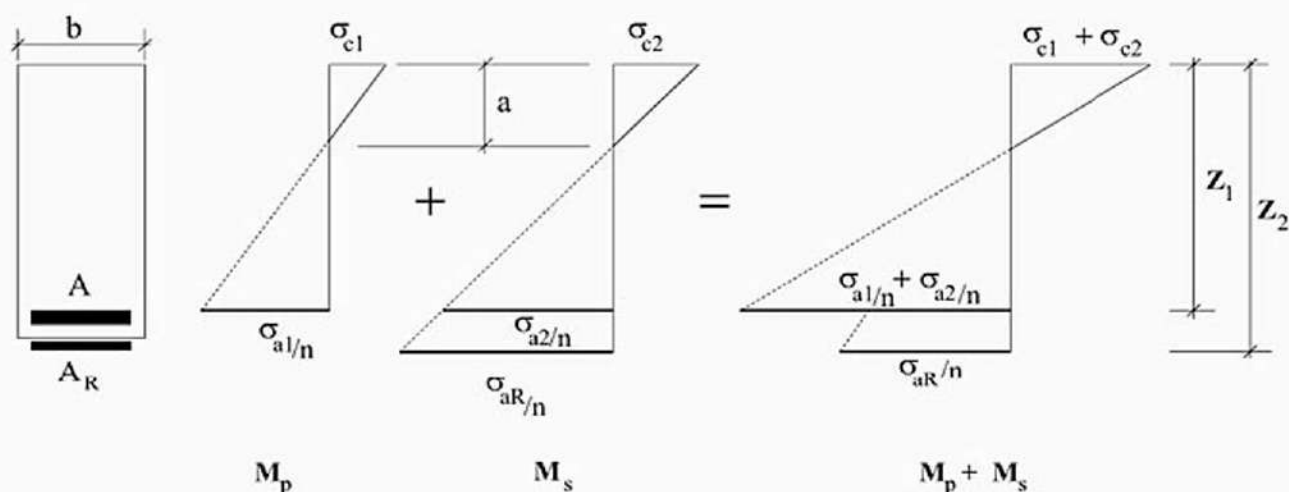


Figura 4.9 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo Bresson (Silveira, 1997)

Em sua situação inicial, a viga está completamente descarregada de cargas não-permanentes, sendo portanto solicitada apenas por  $M_p$ . O concreto encontra-se sob uma tensão de valor  $\sigma_{c1}$ , e o aço interno sob uma tensão  $\sigma_{a1}$ , e sob este estado tensional é então colada a chapa. Após o reforço, a viga é submetida às sobrecargas, havendo portanto um acréscimo de tensão no concreto de  $\sigma_{c2}$ , e no aço de  $\sigma_{a2}$ , surgindo na armadura de reforço uma tensão de  $\sigma_{aR}$ , como pode ser visto na Figura 4.9.

Nesta figura tem-se ainda que:

$A, A_R$  - seções das armaduras interna e de reforço, respectivamente;

$n$  - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

$Z_1$  - braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;

$Z_2$  - braço de alavanca da armadura de reforço em relação à fibra mais comprimida.

Bresson indica que as tensões finais devem ser comparadas às tensões admissíveis dos materiais ( $\bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_a$  e  $\bar{\sigma}_{aR}$ ), ou seja:

$$\sigma_{c1} + \sigma_{c2} \leq \bar{\sigma}_c \quad (4.9)$$

$$\sigma_{a1} + \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a \quad (4.10)$$

$$\sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR} \quad (4.11)$$

A obtenção da espessura da chapa é feita por equilíbrio de momentos em relação à fibra mais comprimida, o que leva a:

$$A_R = \frac{1}{\sigma_{aR} \times Z_2} \times \left[ (M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{a^2}{6} \times b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \times A \times Z_1 \right] \quad (4.12)$$

Como:

$$A_R = b_R \times e_R \quad (4.13)$$

tem-se:

$$e_R = \frac{1}{\sigma_{aR} \times Z_2 \times b_R} \times \left[ (M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{a^2}{6} \times b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \times A \times Z_1 \right] \quad (4.14)$$

sendo:

$e_R$  - a espessura da chapa de reforço;

$b_R$  - a largura da chapa de reforço;

$Z_1$  - o braço de alavanca da armadura interna;

$Z_2$  - o braço de alavanca da armadura externa;

$a$  - a distância da fibra mais comprimida à linha neutra;

Da equação (4.14) obtém-se a espessura da chapa de reforço, notando-se que as tensões nas armaduras,  $\sigma_{a1}$ ,  $\sigma_{a2}$  e  $\sigma_{aR}$ , podem ser obtidas em função das tensões no concreto,  $\sigma_{c1}$  e  $\sigma_{c2}$ , e da posição da linha neutra,  $\alpha$ , que, por sua vez, pode ser obtida da teoria clássica do concreto armado no Estádio II.

A desconsideração do deslocamento da linha neutra adotada por Bresson pode levar a seções de armadura de reforço extremamente conservadoras, conforme se verá no item 4.3.9.

### 4.3.3 O MÉTODO DE CÁNOVAS

Cánovas também considera dois momentos atuantes, aos quais denominou de  $M_p$  e  $M_s$ , fazendo a superposição dos diagramas a eles correspondentes. A diferença em relação ao método de Bresson está em que enquanto este fazia a superposição dos diagramas de tensões, Cánovas faz a superposição dos de deformações. Além disto, Cánovas considera que a viga está em um estado-limite último após a atuação do momento  $M_s$ , ou seja, o dimensionamento é feito no Estádio III. Os estados tensionais e de deformação são os mostrados na Figura 4.10.

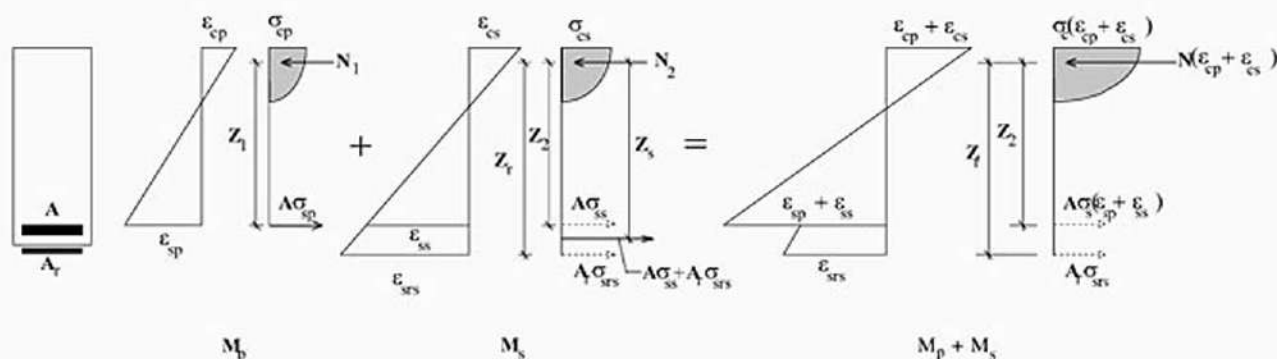


Figura 4.10 - Estado de deformação e de tensão de uma viga reforçada segundo Cánovas (Silveira, 1997)

Para este caso, as verificações são:

$$\sigma(\epsilon_{cp} + \epsilon_{cs}) \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.15)$$

$$\sigma(\epsilon_{sp} + \epsilon_{ss}) \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.16)$$

$$\sigma_{srs} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (4.17)$$

A tensão na armadura existente, após a execução do reforço, é:

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{Z_1 \times A} \quad (4.18)$$

Como o momento total  $M_p + M_s$  leva a um estado-limite último, e admitindo-se que a viga continuará subarmada após o reforço, a tensão na armadura não poderá ultrapassar:



$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (4.19)$$

O equilíbrio de momentos, para o diagrama devido ao momento  $M_s$ , leva à equação de equilíbrio

$$M_s = (A \times \sigma_{ss} + A_R \times \sigma_{srs}) \times Z_s \cong (A + A_R) \times \sigma_{srs} \times Z_s \quad (4.20)$$

e, com isto, a área da armadura de reforço pode ser calculada por

$$A_R = \frac{M_s}{Z_s \times \sigma_{srs}} - A \quad (4.21)$$

Os braços de alavanca das armaduras,  $Z_1$  e  $Z_s$ , podem ser calculados a partir da teoria clássica do concreto armado para o Estádio III.

#### 4.3.4 O MÉTODO DE VAN GEMERT

Um dos estudos mais recentes sobre o assunto é da autoria de Van Gemert et alli (1991), que compila pesquisas e ensaios realizados no Laboratório Reyntjens da Universidade Católica de Leuven, Bélgica. Seu estudo será aqui apresentado apenas no que diz respeito ao caso de vigas de concreto armado, posto que a abordagem das lajes implicaria exaustivas incursões pelos fundamentos da teoria das placas ortótropas, já que, por razões construtivas, o reforço por colagem de chapas em lajes só pode ser feito em uma direção. Sugerimos, neste caso, consulta direta à publicação original.

O reforço de vigas pode ser feito à flexão e ao cisalhamento. Para o reforço à flexão Van Gemert et alli desenvolveram uma série de equações a partir do estudo da distribuição de tensões no elemento composto. Esta distribuição de tensões é função do estado de tensões no elemento original; no instante da colagem, as tensões existentes são “congeladas” e vão influenciar a distribuição de tensões no elemento composto quando ele for carregado após a execução do reforço. Como o diagrama tensão x deformação na seção composta não é linear e a solução do problema cai em um cálculo não-linear, Van Gemert (1991) optou por criar uma série de ábacos para facilitar o projeto do reforço. Além disto, cuidados muito especiais devem ser tomados quando da determinação do comprimento de ancoragem das chapas, pois o concreto pode romper em virtude da tensão de deslizamento despertada, sendo o método de cálculo aqui apresentado baseado em ensaios realizados em protótipos.

##### 4.3.4.1. Seção retangular

Para que o reforço por chapas coladas possa ser utilizado, é necessário que se promova o descarregamento parcial da peça em questão, até que a mesma passe a ficar sujeita apenas a uma parcela perfeitamente conhecida da carga total que a solicita. Assim, e executando-se o reforço nesta situação de carga reduzida, forçosamente, quando da recarga, a peça funcionará como um todo, garantindo que o reforço também entre em carga.

A redução de carga pode ser efetiva, como, por exemplo, por retirada de cargas permanentes, ou simulada, pela introdução de escoras reativas. Em qualquer dos casos, será estabelecida uma distribuição de tensões na seção transversal do elemento para esta situação de descarregamento, ou seja, para a atuação de um momento fletor residual  $M_o$ , perfeitamente conhecido e igual a uma parcela definida do momento resistente máximo  $M_R$  suportado pela seção transversal original da peça.

É importante ter-se em conta que, no método de Van Gemert para o dimensionamento do reforço, o regime de cálculo será o de serviço – o Estádio II –, não se admitindo considerações no domínio da plasticidade, que poderiam levar a erros tais como o estabelecimento de tensões nas barras da armadura que, mesmo em condições de serviço, estivessem acima dos limites elásticos.

Como hipóteses básicas para o projeto, serão adotadas as mesmas do concreto armado, a saber:

- a) o aço e o concreto são materiais linearmente elásticos;
- b) é válida a hipótese de Bernoulli;
- c) é válida a teoria de Morsch, ou seja, o concreto é totalmente fissurado em toda a zona tracionada.

Quanto à colagem em si, é suposto que tenha sido executada com esmero, o que implica que as chapas estejam perfeitamente unidas ao concreto, de tal forma que não possa ocorrer qualquer escorregamento na camada de cola, cuja espessura é considerada desprezível.

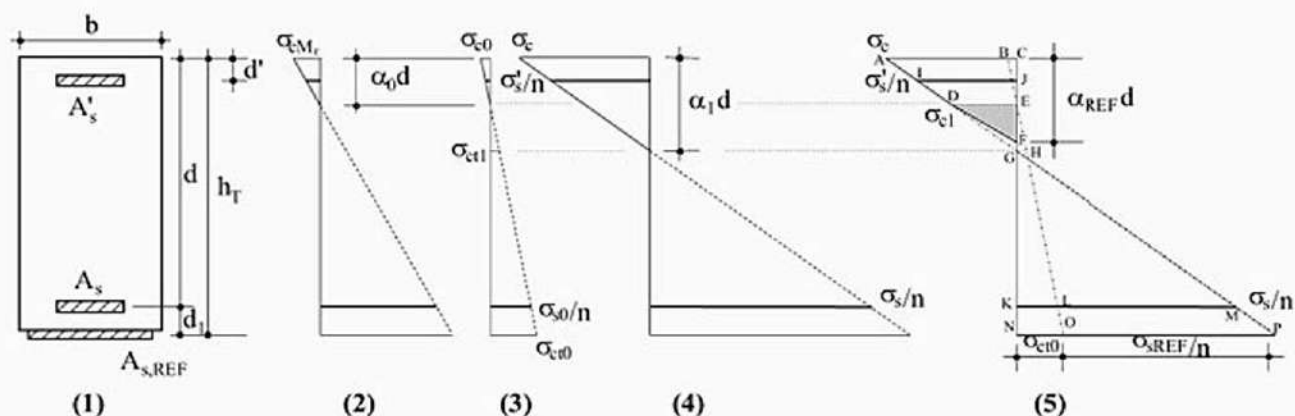


Figura 4.11 - Caso de reforço à flexão, por colagem de chapas, de vigas de seção transversal retangular

A Figura 4.11 mostra a seção transversal retangular de uma viga reforçada, bem como os seus estados de tensões. Nesta figura, tem-se:

$h_t$  = altura total da viga, do topo comprimido até o centro de gravidade do reforço externo;

$A'_s$  = área total da armadura original de compressão;

$A_s$  = área total da armadura original de tração;

$A_{s,REF}$  = área total de reforço externo;

$M_r$  = momento resistente da seção antes do reforço;

$\sigma_{cM_r}$  = tensão de compressão nas fibras superiores da seção sob  $M_r$ ;

$x_0 = \alpha_0 d$  = posição da linha neutra para o momento  $M_r$ ;

$M_0$  = momento fletor que solicita a seção após o descarregamento da viga;

$\sigma_{c0}$  = tensão de compressão nas fibras superiores da seção, para  $M_0$ ;

$\sigma_{s0}$  = tensão na armadura de tração existente, para  $M_0$ .

Ao se colar a chapa de aço ao concreto, com a seção solicitada pelo momento  $M_0$ , a viga poderá ser recarregada até um momento fletor  $M_{ref}$  tal que  $M_{REF} > M_R$ , que chamaremos de momento após o reforço. Aí, as tensões de compressão no concreto atingirão o valor  $\sigma_c$ , e a linha neutra mudaria para uma posição teórica distante  $x_1 = \alpha_1 d$  do topo. Na realidade, a linha neutra se situará a uma distância do topo da viga  $x_{ref} = \alpha_{ref} d$ , que está compreendida entre  $x_0$  e  $x_1$ , e isto ocorre porque antes do reforço supôs-se que todo concreto abaixo da linha neutra original estava fissurado e, após o reforço, quando foi aplicado o momento  $M_{REF}$ , parte da região fissurada ficou na região comprimida e, portanto, sujeita a tensões de compressão. Isto implica que estas fissuras precisem ser primeiro fechadas; as tensões de compressão na região compreendida entre  $x_0$  e  $x_1$  só existirão se as tensões de tração oriundas da atuação do momento  $M_0$  forem anuladas pelas de compressão oriundas de  $(M_{ref} - M_0)$ , e assim  $x_{REF}$  ficará entre  $x_0$  e  $x_1$ , e a linha de distribuição de tensões torna-se uma linha poligonal.

Mas, apesar disto, as deformações permanecem lineares, sendo esta linha determinada pelas tensões de compressão no concreto,  $\sigma_c$ , e as de tração no aço,  $\frac{\sigma_s}{n}$ , sendo  $n$  o fator de transformação entre o aço e o concreto.

Para se calcular a área total de reforço é necessário que sejam conhecidas a geometria da seção transversal, as áreas das armaduras internas de tração e de compressão e as tensões admissíveis para o concreto e para os aços das armaduras interna e externa.

A área da armadura externa será definida em função de:

$$\rho_{ref} = \frac{A_{s,ref}}{b d} \quad (4.22)$$

e será calculada a partir das equações de equilíbrio de forças normais e momentos fletores.

O equilíbrio de momentos das tensões na seção transversal reforçada, em torno do eixo da armadura externa, dá:

$$\begin{aligned} M_{ref} = & b \alpha_o d \sigma_{c1} \left( h_t - \frac{\alpha_o d}{2} \right) + \frac{\sigma_{s1} b}{2} (\alpha_{ref} d - \alpha_o d) \left( h_t - \alpha_o d - \frac{(\alpha_{ref} - \alpha_o) d}{3} \right) + \\ & + \frac{\sigma_c - \sigma_{c1}}{2} b \alpha_o d \left( h_t - \alpha_o \frac{d}{3} \right) + \frac{n-1}{n} \sigma_s' A_s' (h_t - d') - \sigma_s A_s d_1 \end{aligned} \quad (4.23)$$

sendo  $\sigma_{c1}$  a tensão no concreto a uma distância  $x_0$  do topo da seção.

Esta equação, após alguma manipulação algébrica, se reduz a:

$$M_{ref} = b d^2 \sigma_c \frac{\alpha_o}{\alpha_{ref}} X + b d^2 (\alpha_{ref} - \alpha_o) \frac{\alpha_o}{\alpha_{ref}} \sigma_{co} Y \quad (4.24)$$



onde:

$$X = - \left[ \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{3} \alpha_o + \frac{(\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o)^2}{6\alpha_o} (\alpha_{\text{ref}} + 2\alpha_o) + \frac{\alpha_{\text{ref}} \alpha_o}{6} \right] - n \frac{1 - \alpha_{\text{ref}}}{\alpha_o} \rho \frac{d_1}{d} +$$

$$+ \left( 1 + \frac{d_1}{d} \right) \left[ \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{2} \left( 1 + \frac{1}{\alpha_o} \right) + \frac{\alpha_{\text{ref}}}{2} \right] + (n-1) \frac{\left( \alpha_{\text{ref}} - \frac{d_1}{d} \right)}{\alpha_o} \rho' \left( 1 + \frac{d_1}{d} - \frac{d'}{d} \right) \quad (4.25) e$$

$$Y = - \left[ \frac{\alpha_o}{3} + \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{6\alpha_o} (\alpha_{\text{ref}} + 2\alpha_o) \right] +$$

$$+ \left( 1 + \frac{d_1}{d} \right) \left[ \frac{1}{2} + \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{2\alpha_o} \right] + \frac{d_1}{d\alpha_o^2} \left[ (n-1) \rho' \left( 1 + \frac{d_1}{d} - \frac{d'}{d} \right) + n\rho \right] \quad (4.26)$$

sendo:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (4.27)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b d} \quad (4.28)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{\alpha_{\text{ref}}} (\sigma_c - \sigma_{co}) \quad (4.29)$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{\alpha_{\text{ref}} - \frac{d_1}{d}}{\alpha_{\text{ref}}} \sigma_c - \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{\alpha_{\text{ref}} \alpha_o} \frac{d_1}{d} \sigma_{co} \right) \quad (4.30)$$

$$\sigma_s = n \left( \frac{1 - \alpha_{\text{ref}}}{\alpha_{\text{ref}}} \sigma_c - \frac{\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o}{\alpha_{\text{ref}} \alpha_o} \sigma_{co} \right) \quad (4.31) e$$

$$\sigma_{s,\text{ref}} = n \left\{ \left( \frac{1 + \frac{d_1}{d}}{\alpha_{\text{ref}}} - 1 \right) \sigma_c - \left[ \frac{(\alpha_{\text{ref}} - \alpha_o) \left( 1 + \frac{d_1}{d} \right)}{\alpha_{\text{ref}}} + 1 + \alpha_o \frac{d_1}{d} \right] \frac{\sigma_{co}}{\alpha_o} \right\} \quad (4.32)$$

Chamando de  $z_o$  ao braço de alavanca das forças internas, o momento  $M_o$ , dentro da teoria elástica do concreto armado, pode ser expresso por:

$$M_o = z_o \sigma_{so} A_s \quad (4.33).$$

Como  $\sigma_{so} = \frac{n}{\alpha_o} \sigma_{co} (1 - \alpha_o)$ , tem-se:

$$M_o = \rho z_o \frac{n}{\alpha_o} db \sigma_{co} (1 - \alpha_o) \quad (4.34),$$

e, analogamente,

$$M_R = \rho z_o \frac{n}{\alpha_o} db \sigma_{cM_R} (1 - \alpha_o) \quad (4.35).$$

Como  $z_o$  é apenas uma função de  $\rho$  e de  $n$ , é possível dividir as equações (4.34) e (4.24) pela equação (4.35), obtendo-se, respectivamente:

$$\frac{M_o}{M_R} = \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{cM_R}} \quad (4.36) \text{ e}$$

$$\frac{M_{ref}}{M_R} = \frac{\alpha_o^2}{n_{ref} \epsilon_o (1 - \alpha_o)} \times \frac{c}{c_{M_R}} X + \frac{(\alpha_{ref} - \alpha_o) \alpha_o^2}{n_{ref} \epsilon_o (1 - \alpha_o)} \times \frac{c_o}{c_{M_R}} Y \quad (4.37),$$

sendo  $\epsilon_o = \frac{z_o}{d}$ .

Para  $\chi = \frac{A'_s}{A_s}$  e usando-se os valores conhecidos de  $\rho$ ,  $\rho'$ ,  $d_1/d$ ,  $d'/d$  e  $n$ , vem:

$$\alpha_o = - [(n-1)\chi + n] + \sqrt{2 [(n-1)\chi + n]^2 + 2 \left[ (n-1)\chi \frac{d'}{d} + n \right]} \quad (4.38) \text{ e}$$

$$\frac{z_o}{d} = 1 - \frac{\alpha_o + 6(n-1)\chi \left[ 1 + \frac{d'}{d} \alpha_o \right] \frac{d'}{d}}{3 \alpha_o + 6(n-1)\chi \left[ 1 + \frac{d'}{d} \alpha_o \right]} \quad (4.39).$$

Definindo agora:

$$K = \frac{\alpha_o}{1 - \alpha_o} \quad (4.40) \text{ e}$$

$$K_R = n \frac{c_R}{s_R} \quad (4.41),$$

torna-se possível calcular a tensão máxima no concreto na seção original:

- se  $K \geq K_R$ , então  $cM_R = cR$ ;

- se  $K < K_R$ , então  $cM_R = sR \frac{K}{n}$ .

Quando o momento  $M_o$  e a tensão  $\sigma_{co}$  são conhecidos e a relação  $\frac{M_{ref}}{M_R}$  é imposta pela necessidade da obra, a equação (4.25) só contém como incógnitas a tensão no concreto,  $\sigma_c$ , e o fator  $\sigma_{ref}$ . Como elas são interdependentes, seus valores não podem ser diretamente calculados. Assim, devem ser consideradas as seguintes restrições:

$$\sigma_s \leq \sigma_{sR}; \quad \sigma'_s \leq \sigma'_{sR}; \quad \sigma_{s,ref} \leq \sigma_{s,refR}; \quad \sigma_c \leq \sigma_{cR} \quad (4.42).$$

Para resolver o problema satisfazendo a estas quatro condições deve-se proceder de forma iterativa, e como a satisfação simultânea destas condições é muito difícil de ocorrer, admite-se inicialmente que  $\sigma_c = \sigma_{cR}$ , calculando-se então, por iteração,  $\alpha_{ref}$  a partir da equação (4.37). Daí, substitui-se  $\alpha_{REF}$  e  $\sigma_c$  nas equações (4.30), (4.31) e (4.32), verificando-se se as outras três condições (4.42) são satisfeitas. Caso uma ou mais delas não seja satisfeita, retira-se um novo valor de  $\sigma_c$  destas equações, valor este que deve ser aquele que satisfizer as três restrições de tensão no aço. Com  $\sigma_c$  assim determinado, obtém-se um novo valor para  $\alpha_{REF}$  da equação (4.37), e repete-se o processo até que todas as restrições (4.42) sejam satisfeitas. Com os últimos valores calculados de  $\alpha_{REF}$  e  $\sigma_c$ , usa-se a equação de equilíbrio de tensões para obter  $\alpha_{REF}$ ; a partir da Figura 4.9, e após alguma manipulação algébrica, chega-se a:

$$\alpha_{ref} = \frac{1}{2} \frac{1}{s_{ref}} \left[ \alpha_{ref} \sigma_c + (\alpha_{ref} - \alpha_o) \sigma_{co} + 2 \frac{n-1}{n} \sigma'_s - 2 \sigma_s \right] \quad (4.43),$$

que, em termos de área de reforço, resolve o problema, ficando por calcular o comprimento de ancoragem e, conseqüentemente, a extensão total da chapa.

#### 4.3.4.2. Seção T

Quando a viga a ser reforçada for uma viga T, podem acontecer três situações no que diz respeito ao posicionamento das linhas neutras (antes e depois do reforço) em relação à mesa da viga: ambas caem na alma da viga; a linha neutra antes do reforço cai na mesa e a após o reforço cai na alma da viga; e ambas caem na mesa da viga.

No terceiro caso, ou seja, quando  $\alpha_o$  e  $\alpha_{ref}$  são ambos menores do que  $\xi$ , sendo  $\xi = h_o/d$ , a seção se comporta exatamente como uma viga retangular de largura  $b$  (ver Figura 4.9.a), mas nos outros casos devem ser feitas considerações adicionais quanto ao concreto comprimido.

Na Figura 4.12 as tensões no concreto que têm importância para o projeto do reforço são:

$\sigma_{c1}$  = tensão na fibra  $x_0 = \alpha_o h$ ;

$\sigma_{c2}$  = tensão na fibra inferior da mesa, no caso de  $\alpha_o > \xi$ ;

$\sigma_{c3}$  = tensão na fibra inferior da mesa, no caso de  $\alpha_o < \xi$  e  $\alpha_{ref} > \xi$ .



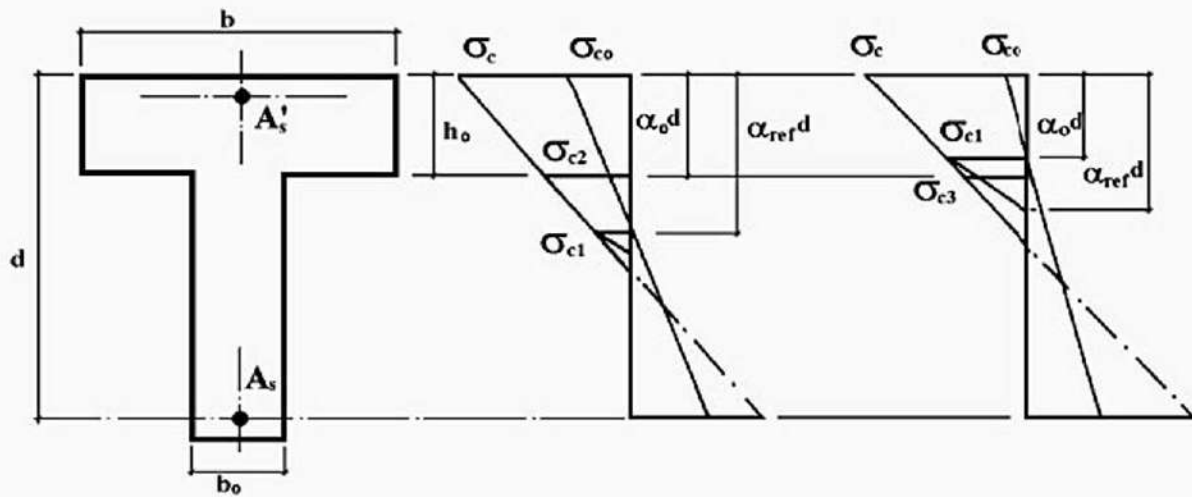


Figura 4.12 - Reforço à flexão, por colagem de chapas, de vigas de seção transversal em T

O equilíbrio de momentos deve agora levar em consideração as abas da mesa da seção transversal, o que faz com que o lado direito da equação (4.11) se amplie.

Chamando de  $\omega$  a relação  $b/b_o$ , as taxas de armadura  $\rho$  e  $\rho'$  devem ser multiplicadas por  $\omega$ , de forma a serem expressas como um percentual da seção transversal  $b_o d$ . As equações (4.16) a (4.19) permanecem válidas, mas nas equações (4.21) e (4.22) devem ser incluídos os parâmetros  $\alpha_{oT}$  e  $\epsilon_{oT}$  no lugar de  $\alpha_o$  e  $\epsilon_o$ . Estes parâmetros são:

$$\alpha_{oT} = \sqrt{\left[ \xi (\omega - 1) + n\rho\omega \left( 1 + \frac{n-1}{n} \chi \right) \right]^2 - \xi^2 (1-\omega) + 2n\omega\rho \left( \frac{n-1}{n} \chi \frac{d'}{d} + 1 \right)} - \left[ \xi (\omega - 1) + n\rho\omega \left( 1 + \frac{n-1}{n} \chi \right) \right] \quad (4.44)$$

$$\epsilon_{oT} = 1 - \frac{\alpha_o^2 - \left( 1 - \frac{1}{\omega} \right) (\alpha_o - \xi) \left( 1 - \frac{\xi}{\alpha_o} \right) (2\xi + \alpha_o) + 6(n-1)\rho' \left( 1 - \frac{d'}{d\alpha_o} \right) \frac{d'}{d}}{3\alpha_o - 3 \left( 1 - \frac{1}{\omega} \right) (\alpha_o - \xi) + 6(n-1)\rho' \left( 1 - \frac{d'}{d\alpha_o} \right)} \quad (4.45)$$

Após a determinação destes termos, chega-se, para cada um dos dois casos mostrados na Figura 4.12, às seguintes equações para obtenção de  $\rho_{ref}$ :

- 1º caso -  $\alpha_o d > h_o$ :

$$\omega\rho_{ref} = \frac{1}{2\sigma_{s,ref}} \left[ \alpha_{ref}\sigma_c + (\alpha_{ref} - \alpha_o)\sigma_{co} + 2 \frac{n-1}{n} \sigma'_s \rho' - 2\sigma_s \rho + \xi\sigma_c(\omega-1) \left( 2 - \frac{\xi}{\alpha_{ref}} \right) + \frac{\omega-1}{\alpha_o\alpha_{ref}} (\alpha_{ref} - \alpha_o) \xi^2 \sigma_{co} \right] \quad (4.46)$$

- 2º caso -  $\alpha_o d < h_o$  e  $\alpha_{REF} d > h_o$ :

$$\omega\rho_{ref} = \frac{1}{2\sigma_{s,ref}} \left[ \alpha_{ref}\sigma_c + (\alpha_{ref} - \alpha_o)\sigma_{co} + 2\frac{n-1}{n}\sigma_s'\rho' - 2\sigma_s\rho + \xi\sigma_c(\omega-1)\left(2 - \frac{\xi}{\alpha_{ref}}\right) + \frac{\omega-1}{\alpha_{ref}}(2\alpha_{ref}\xi - \alpha_{ref}\alpha_o - \xi^2)\sigma_{co} \right] \quad (4.47).$$

#### 4.3.5 O MÉTODO DE ZIRABA E HUSSEIN

Este é o segundo mais recente desenvolvimento do estudo do reforço de vigas à flexão por chapas coladas, sendo devido a um grupo de trabalho da King Fahd University, na Arábia Saudita, chefiado por Ziraba e Hussein. Ziraba (1994) apresenta um procedimento para o dimensionamento de chapas coladas de reforço de vigas baseado nos estados-limite últimos, que foram inicialmente observados em ensaios realizados por Swamy e Jones (1987). Estes estados-limite são os de ruptura por flexão, ruptura por cisalhamento, ruptura por descolamento da chapa e ruptura por arrancamento do concreto de cobrimento, sendo os dois primeiros os modos de ruptura usuais do concreto armado – a ruptura por flexão ocorre por escoamento das armaduras, internas ou externas, ou por esmagamento do concreto comprimido, enquanto a ruptura por cisalhamento ocorre em regiões onde não há chapa, ou nas proximidades de seus extremos, sendo caracterizada por fissuras inclinadas.

Quanto aos dois últimos modos de ruptura, Hussein realizou uma série de ensaios para identificar os modos de ruptura, nos quais ele variou a espessura das chapas e utilizou ancoragens com chumbadores. Com isto ele observou que até 1,5 mm de espessura de chapa, os valores de ruptura previstos pela teoria eram os efetivamente observados, mas que estes valores caíam rapidamente ao se passar de 1,5 mm para 2,0 mm de espessura de chapa. Com isto, chegou-se a uma proposta para um procedimento de dimensionamento consistindo em:

- consideração do escoamento da chapa e esmagamento simultâneo do concreto da seção reforçada à ruptura;
- verificação das tensões cisalhantes e de descolamento para evitar a ruptura por descolamento;
- verificação da resistência ao cisalhamento para evitar a ruptura por arrancamento do cobrimento de concreto original.

O dimensionamento da chapa é feito através do equilíbrio de momentos em relação ao ponto de aplicação da resultante de tensões no concreto no estado-limite último de ruptura (Figura 4.13).

$$T_s \times \left[ h_s - \frac{\bar{a}}{2} \right] + T_p \times \left[ h_p - \frac{\bar{a}}{2} \right] = \frac{M_u}{\phi},$$

onde

$T_s = A_s f_{ys}$ , força na armadura interna;

$T_p = b_p d_p f_{yp}$ , força na armadura de reforço;

$M_u$  - momento atuante último de cálculo.

$h_p = h_c + d_c + d_p/2$  - distância da borda mais comprimida ao centróide da armadura de reforço;

$\phi = 0,9$ , fator de resistência à flexão, segundo o ACI;

$d_c$  - espessura da camada de cola.

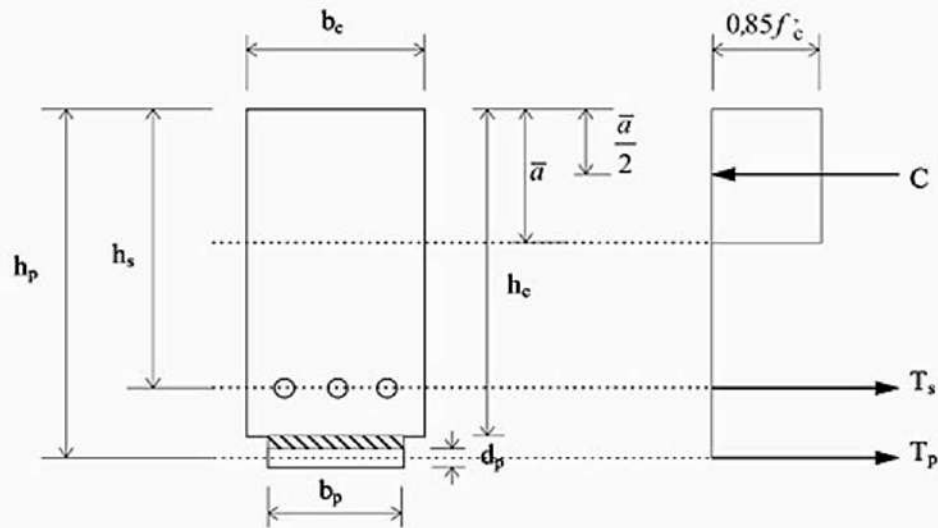


Figura 4.13 - Forças resistentes últimas em uma seção reforçada (Método de Ziraba e Hussein)

Segundo o ACI 318-89 (1989), a altura do bloco de tensões no concreto comprimido no estado-limite último é dada pela equação

$$\bar{a} = \frac{A_s f_{ys} + b_p d_p f_{yp}}{0,85 f'_c b_c} \quad (4.49)$$

Substituindo a equação (4.48) na equação (4.47), chega-se a

$$A_1 d_p^2 + A_2 d_p + A_3 = 0 \quad (4.50)$$

onde:

$$A_1 = \frac{b_p f_{yp}}{2} \left( 1 - \frac{b_p f_{yp}}{0,85 f'_c b_c} \right) \quad (4.51)$$

$$A_2 = b_p f_{yp} \left( h_c + d_c - \frac{A_s f_{ys}}{0,85 f'_c b_c} \right) \quad (4.52)$$

$$A_3 = A_s f_{ys} \left( h_s - \frac{A_s f_{ys}}{1,70 f'_c b_c} \right) - \frac{M_u}{\phi} \quad (4.53)$$

Solucionando-se a equação (4.49), tem-se

$$d_p = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} \leq t_{pb} \quad (4.54)$$

A espessura da chapa de reforço da seção balanceada,  $t_{pb}$ , é a espessura máxima da chapa para que a viga tenha uma ruptura dúctil (acima deste valor o concreto sofre esmagamento antes que as armaduras tenham escoado).

#### 4.3.6 O MÉTODO DE CAMPAGNOLO

Campagnolo (1995) desenvolveu este estudo na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tendo proposto equações para o cálculo do comprimento de ancoragem de chapas de reforço, e de suas espessuras, em um artigo publicado em 1995 nos anais da 35ª REIBRAC. Para isto ele considerou uma seção de uma viga reforçada a uma distância da extremidade da chapa tal que o esforço por ela resistido já tenha sido totalmente transferido ao concreto. Esta seção está trabalhando no Estádio II (ver Figura 4.14). A equação da tensão de tração atuante é

$$\sigma_{ch} = \frac{E_{sch}}{E_c} \frac{M}{I_x} (d_{ch} - x) \quad (4.55)$$

e daí se pode tirar a expressão do momento fletor considerando-se que a chapa está trabalhando no limite de sua capacidade resistente, sendo a tensão atuante igual à tensão de escoamento do aço utilizado,  $f_{ych}$ . Então,

$$M = \frac{E_c}{E_{sch}} \frac{f_{ych} I_x}{(d_{ch} - x)} \quad (4.56)$$

onde  $M$  é o momento fletor,  $E_{sch}$  é o módulo de elasticidade do aço da chapa,  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto,  $I_x$  é a inércia equivalente (homogeneizada), e as outras variáveis estão mostradas na Figura 4.14. A inércia da seção pode ser calculada por

$$I_x = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_s' (x - d')^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch} - x)^2, \quad (4.57)$$

e a posição da linha neutra por

$$x = \frac{-\left[ (A_s + A_s') E_s + A_{sch} E_{sch} \right] + \sqrt{\left[ (A_s + A_s') E_s + A_{sch} E_{sch} \right]^2 + 2 E_c b_w \left[ E_s (A_s d - A_s' d') + E_{sch} A_{sch} d_{ch} \right]}}{E_c b_w} \quad (4.58)$$

A substituição das equações (4.57) e (4.58) em (4.55) permite calcular a área da necessária da chapa de reforço.



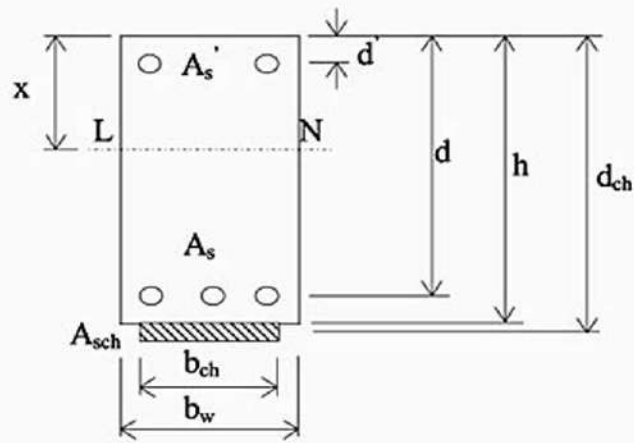


Figura 4.14 - Seção da viga reforçada considerada por Campagnolo

#### 4.3.7 O MÉTODO DE SILVEIRA E SOUZA (1997)

A metodologia aqui proposta é baseada nas seguintes premissas, que são as mesmas que as utilizadas para o dimensionamento à flexão simples no Estádio II:

1. o concreto encontra-se fissurado abaixo da linha neutra (hipótese de Mörsh);
2. as seções mantêm-se planas após a deformação (hipótese de Bernoulli);
3. os materiais têm comportamento linear;
4. o elemento estrutural está sujeito a esforços de utilização (não majorados);
5. não há escorregamento da armadura.

Duas outras considerações, relativas apenas ao reforço com chapas coladas, são feitas:

6. não há escorregamento da chapa;
7. a espessura da chapa é desprezível.

Os valores das resistências a serem considerados para os materiais devem atender ao estado-limite de utilização (ou seja, considerando os critérios utilizados para peças trabalhando no que antes se denominava Estádio II).

O Código Modelo 90 do C.E.B. sugere, no ponto 7.3.2., que se a máxima tensão no concreto for inferior a 60% da sua resistência característica, não será expectável a ocorrência de fissuração longitudinal e que os efeitos de deformação lenta serão previsíveis com boa aproximação. No entanto, se a deformação lenta for consideração fundamental, será mais adequado tomar um valor ainda inferior, entre 0,4 e 0,6  $f_{ck}$ .

Se considerarmos a tensão máxima admissível no concreto como uma decalagem da tensão de cálculo na proporção direta do coeficiente de majoração das cargas, não estaremos longe nem do que o C.E.B. prescreve nem do texto da antiga NB-1/60:

$$\sigma_{cr} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_f} = \frac{f_{ck}}{1,4 \times 1,4} = \frac{f_{ck}}{1,96} \quad (4.59)$$

Para o aço, e prevenindo ainda a influência da deformação lenta, o C.E.B.-90 sugere a limitação da tensão a  $0,8 f_{yk}$ . De forma a criar alguma coerência com a situação observada para o concreto, sugere-se, conservadoramente, a aplicação da equação geral

$$s = \frac{f_k}{m \cdot f} \quad (4.60)$$

também para o aço, o que implicará:

$$sR = \frac{f_{yk}}{s \cdot f} = \frac{f_{yk}}{1,15 \times 1,4} = \frac{f_{yk}}{1,61} \quad (4.61)$$

Assim sendo, para os aços comumente utilizados, teríamos as seguintes tensões admissíveis, necessariamente a observar obediência ao regime de elasticidade:

Aço	CA - 25	CA - 40	CA - 50	CA - 60
$sR = sR$ (MPa)	155	248	310	373

Para as chapas metálicas, também trabalhando dentro do regime elástico, o Allowable Stress Design do AISC indica um fator de 0,6 para multiplicação da tensão de escoamento para peças tracionadas, e as tensões admissíveis a considerar são:

- aço A - 24 - 144 MPa
- aço A - 35 - 210 MPa

Ao se dimensionar vigas reforçadas, necessita-se saber qual material atingirá primeiro a sua tensão admissível, sendo duas as hipóteses possíveis: (1) o concreto atinge a tensão admissível; (2) a armadura de tração atinge a tensão admissível (no caso da existência de armadura de compressão, a hipótese de que esta atinja a tensão admissível não é considerada, já que o concreto atinge primeiro a sua tensão admissível). Para a primeira hipótese, tem-se:

$$c = cR, \quad (4.62)$$

onde  $\sigma_{cR}$  é a tensão admissível do concreto, e, da teoria do concreto armado no Estádio II, tem-se,

$$\sigma_s = \frac{\sigma_c}{\alpha} (1 - \alpha)n \quad (4.63)$$

o que leva a

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{cR}}{\alpha} (1 - \alpha)n < \sigma_{sR}, \quad (4.64)$$

onde  $\sigma_{sR}$  é a tensão admissível do aço da armadura de tração.

Para a primeira hipótese tem-se, então,

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{sR}} n < \frac{\alpha}{1 - \alpha} \quad (4.65)$$

e, para a segunda hipótese,

$$\sigma_{sR} = \frac{\sigma_c}{\alpha} (1 - \alpha)n \quad (4.66)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{sR}}{n} \cdot \frac{\alpha}{(1 - \alpha)} < \sigma_{cR} \quad (4.67)$$

$$\frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{sR}} \cdot n > \frac{\alpha}{(1 - \alpha)} \quad (4.68)$$

Chamando-se de

$$K = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \quad \text{e} \quad K_R = \frac{\sigma_{cR}}{\sigma_{sR}} \cdot n \quad (4.69)$$

têm-se duas hipóteses, dependentes das seguintes relações:

- para o concreto atingindo a tensão admissível,  $K_R < K$ ;
- para o aço atingindo a tensão admissível,  $K_R > K$ .

Daí se pode concluir que, pela primeira hipótese, a equação (4.65) tem de ser satisfeita e a equação (4.62) é válida, obtendo-se a tensão na armadura de tração pela equação (4.64), enquanto que para a segunda hipótese a equação (4.68) deve ser satisfeita, obtendo-se a tensão no concreto a partir da equação (4.67).

Antes do reforço, a seção do elemento está sujeita a um momento  $M_R$  que leva um dos materiais, ou ambos, à sua tensão admissível. O valor deste momento pode ser obtido das equações

$$M_R = \sigma_{cR} b d^2 \left( \frac{\alpha^2}{3} + \frac{(\alpha - d'/d)^2 \rho (n-1)}{\alpha} + \frac{n(1-\alpha)^2 \rho}{\alpha} \right) \quad (4.70)$$

$$M_R = \frac{\sigma_{sR}}{n} \cdot \frac{\alpha}{(1-\alpha)} b d^2 \left( \frac{\alpha^2}{3} + \frac{(\alpha - d'/d)^2 \rho (n-1)}{\alpha} + \frac{n(1-\alpha)^2 \rho}{\alpha} \right) \quad (4.71)$$

de acordo com os valores de  $K$  e de  $K_R$ . Assim, é necessário elevar-se o momento fletor admissível a um valor  $M_{REF}$  tal que

$$M_{REF} = k_2 \cdot M_R \quad (4.72)$$

De forma que a chapa de reforço venha a entrar em trabalho sem que as tensões admissíveis do concreto e das armaduras existentes sejam ultrapassadas, é necessário descarregar-se a viga até uma determinada

fração da carga atuante, como apenas seu peso próprio, por exemplo. Assim, o esforço na seção a ser dimensionada passa para um valor  $M_0$  tal que

$$M_0 = k_1 \times M_R \quad (4.73)$$

ao qual corresponde um estado tensional que será denominado de descarregamento. Neste estado, a tensão no concreto é  $\sigma_{c0}$  e as tensões nas barras das armaduras são  $\sigma'_{s0}$  e  $\sigma_{s0}$ , conforme pode ser visto na Figura 4.15.b, sendo a posição da linha neutra definida por  $\alpha_0 d$ . Das proporções entre triângulos mostrados na Figura 4.15.b, tem-se

$$\sigma_{s0} = \frac{\sigma_{c0}}{\alpha_0} (1 - \alpha_0) n \quad (4.74)$$

$$\sigma'_{s0} = \frac{\sigma_{c0}}{\alpha_0} \left( \alpha_0 - \frac{d'}{d} \right) n \quad (4.75)$$

$$\sigma_{c0} = \frac{M_0}{bd^2 \left( \frac{\alpha_0^2}{3} + \frac{\left( \alpha_0 - \frac{d'}{d} \right)^2 \rho' (n-1)}{\alpha_0} + \frac{n(1-\alpha_0)^2 \rho}{\alpha_0} \right)} \quad (4.76)$$

Para ser atingido o momento final na viga, deve-se aplicar um momento fletor no valor de

$$\Delta M = M_{REF} - M_0 \quad (4.77)$$

e assim a tensão do concreto sofrerá um acréscimo de tensão  $\sigma_{c1}$  e as armaduras de compressão e tração serão acrescidas dos valores  $\sigma'_{s1}$  e  $\sigma_{s1}$ , respectivamente (Figura 4.15.c), passando a armadura de reforço a estar sujeita a uma tensão  $\sigma_{sREF}$ . As equações das tensões para esta fase são obtidas a partir de proporções entre triângulos, sendo

$$\sigma_{s1} = \frac{\sigma_{c1}}{\alpha_1} (1 - \alpha_1) n \quad (4.78)$$

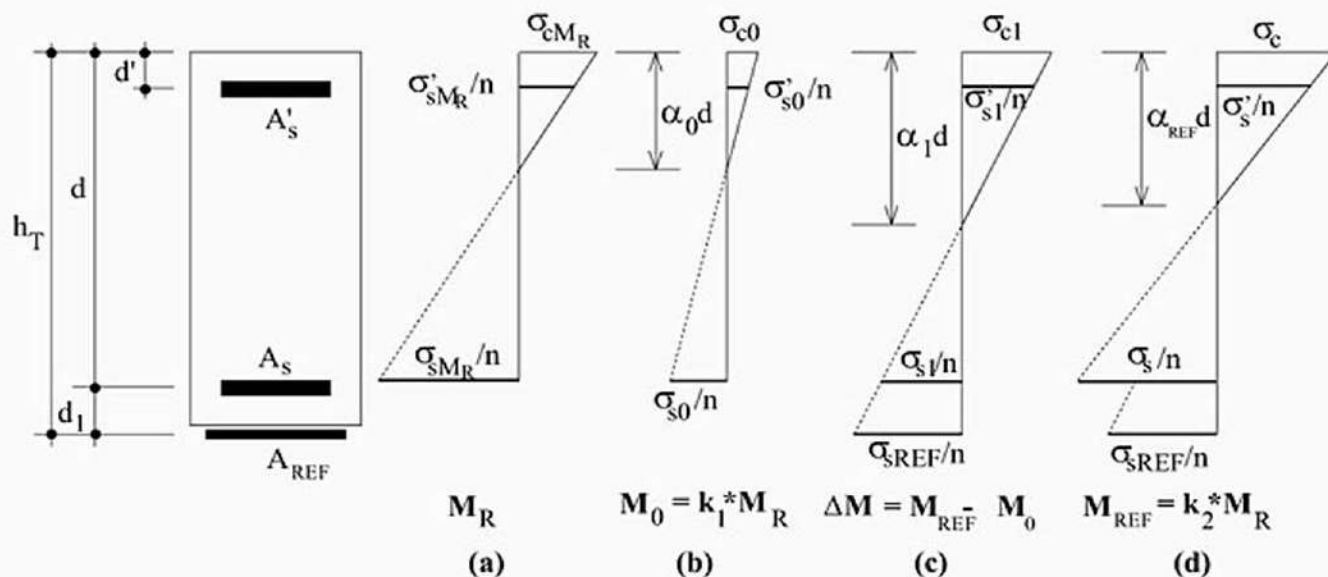
$$\sigma'_{s1} = \frac{\sigma_{c1}}{\alpha_1} \left( \alpha_1 - \frac{d'}{d} \right) n \quad (4.79)$$

$$\sigma_{sREF} = \frac{\sigma_{c1}}{\alpha_1} \left( 1 + \frac{d_1}{d} - \alpha_1 \right) n \quad (4.80)$$

Após a colagem da chapa e a alteração do valor do momento fletor, a linha neutra sofrerá um deslocamento. Deve-se notar que este comportamento é, na verdade, um comportamento não-linear, pois a linha de tensões já se encontra girada em torno da linha neutra inicial, definida pela posição  $\alpha_0 d$ . Após o reforço, esta passará a girar em torno de outro ponto, que é um ponto intermediário entre a posição inicial e a posição que a linha



neutra teria se a chapa fosse colada com a seção com momento nulo. Aqui, entretanto, este comportamento será, por simplificação, considerado linear, permitindo a superposição dos diagramas de tensões. Apesar disto, a consideração de mudança na posição da linha neutra será válida, pois, ao se fazer a soma dos diagramas devido aos momentos  $M_0$  e  $\Delta M$ , cada um com uma posição de linha neutra, o diagrama final terá a linha neutra posicionada a  $\alpha_{REF}d$  da fibra superior, que é intermediário aos dois valores (Figura 4.15.d).



**Figura 4.15** - Estados tensionais de uma seção reforçada: (a) Estado antes do reforço; (b) Estado de descarregamento; (c) Estado de recarregamento; (d) Estado final

No estado tensional final (Figura 4.15.d), as tensões no concreto e nas armaduras são verificadas com relação às tensões admissíveis – visto que o momento  $M_{REF}$ , assim como  $M_R$ , deve levar um dos materiais à sua tensão admissível –, por

$$\sigma_c = \sigma_{c1} + \sigma_{c0} \leq \sigma_{cR} \quad (4.81)$$

$$\sigma_s = \sigma_{s1} + \sigma_{s0} \leq \sigma_{sR} \quad (4.82)$$

$$\sigma'_s = \sigma'_{s1} + \sigma'_{s0} \leq \sigma'_{sR} \quad (4.83)$$

$$\sigma_{sREF} \leq \sigma_{sREF,R} \quad (4.84)$$

Para o desenvolvimento das equações de dimensionamento da armadura de reforço foi utilizado o método da energia potencial, o que consiste simplesmente na aplicação do método ao estado tensional de recarregamento mostrado no diagrama da Figura 4.15.c, obter os valores das tensões no estado de descarregamento e verificar as equações (4.81) a (4.84). O conhecimento do estado de descarregamento é necessário, já que é preciso somá-lo ao estado de recarregamento para obter-se as tensões finais.

De forma a tornar mais simples a manipulação das equações, foi adotada uma área de armadura equivalente às armaduras de tração e de reforço, conforme mostra a Figura 4.16. Portanto, a taxa de armadura equivalente  $\rho_{eq}$  é dada por:

$$\rho_{eq} = \rho + \rho_{REF} \quad (4.85)$$

onde  $\rho$  é a taxa de armadura interna, e  $\rho_{REF}$  é a taxa de armadura de reforço.

Esta armadura está sujeita a uma tensão  $\sigma_{s1eq}$ , localizada a uma distância  $d_{eq}$  da borda comprimida. Estes valores podem ser obtidos a partir da equação de equilíbrio de momentos de forças considerando a Figura 4.15.c, e calculando-se o centróide da armadura de tração da seção reforçada. Seus valores são dados pelas expressões

$$\sigma_{s1eq} = \frac{\sigma_{s1}\rho + \sigma_{sREF}\rho_{REF}}{\rho + \rho_{REF}} \quad (4.86)$$

$$d_{eq} = \frac{d(\rho + \rho_{REF}) + \rho_{REF}d_1}{\rho + \rho_{REF}} \quad (4.87)$$

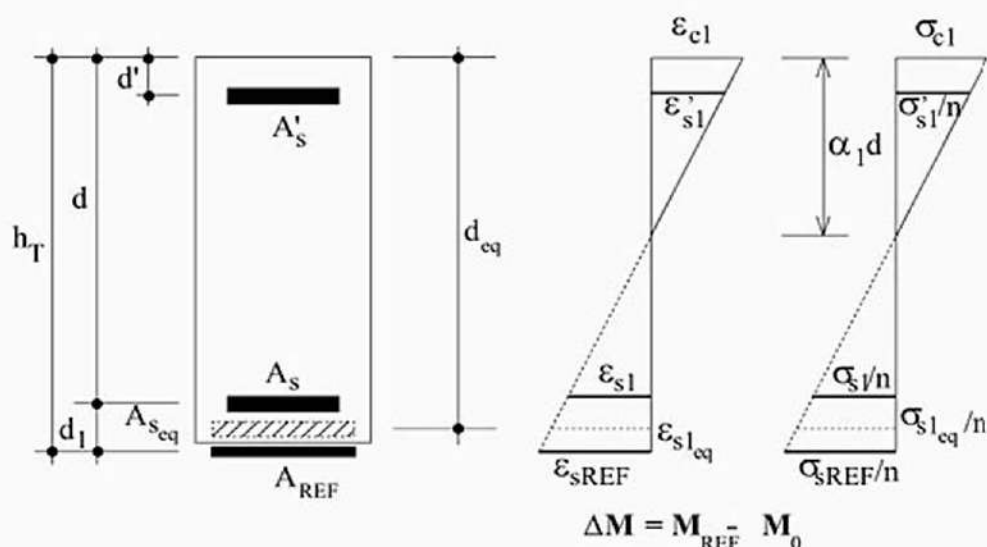


Figura 4.16 - Estados de deformação e de tensão considerados e a armadura equivalente

Assim, as parcelas da energia de deformação baseadas no diagrama de deformações da Figura 4.16 são dadas por

- para o concreto:  $U_c = \frac{1}{6} \varepsilon_{c1}^2 E_c \alpha_1 b d$  (4.88);

- para a armadura de compressão:  $U_{s1} = \frac{1}{2} \varepsilon_{s1}^2 E_s \rho' \frac{(n-1)}{n} b d$  (4.89);

- para as armaduras de tração e de reforço:  $U_{seq} = \frac{1}{2} \varepsilon_{s1eq}^2 E_s \rho_{eq} b d$  (4.90).

Sendo o trabalho realizado pelas forças externas

$$\Omega_1 = \frac{\Delta M \varepsilon_{c1}}{\alpha_1 d} \quad (4.91)$$

as relações entre as deformações das armaduras e a deformação no concreto podem ser escritas como:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{c1} \left( 1 - \frac{d'}{\alpha_1 d} \right) \quad (4.92)$$

$$\varepsilon_{s1,eq} = \varepsilon_{c1} \left( \frac{d_{eq}}{\alpha_1 d} - 1 \right) \quad (4.93)$$

e, após algum trabalho algébrico, chega-se à expressão da energia potencial total,

$$P = \frac{1}{6} \varepsilon_{c1}^2 E_c \alpha_1 b d + \frac{1}{2} \varepsilon_{c1}^2 \left( 1 - \frac{d'}{\alpha_1 d} \right)^2 E_c \rho' (n-1) b d + \frac{1}{2} \varepsilon_{c1}^2 n \left( \frac{d_{eq}}{\alpha_1 d} - 1 \right)^2 E_c \rho_{eq} b d - \frac{\Delta M \varepsilon_{c1}}{\alpha_1 d} \quad (4.94)$$

que, após derivação em relação a  $\alpha_1$  e a  $\varepsilon_{c1}$ , levam a um sistema de equações não-linear com duas incógnitas,

$$\frac{1}{6} \sigma_{c1}^2 b d + \frac{\sigma_{c1}^2}{\alpha_1^2} \left( 1 - \frac{d'}{\alpha_1 d} \right) \rho' (n-1) b d - \frac{\sigma_{c1}^2}{\alpha_1^2} n \left( \frac{d_{eq}}{\alpha_1 d} - 1 \right) \rho_{eq} b d - \frac{\Delta M \sigma_{c1}}{\alpha_1^2 d} = 0 \quad (4.95)$$

$$\frac{1}{3} \sigma_{c1} \alpha_1 b d + \sigma_{c1} \left( 1 - \frac{d'}{\alpha_1 d} \right)^2 \rho' (n-1) b d + \sigma_{c1} n \left( \frac{d_{eq}}{\alpha_1 d} - 1 \right)^2 \rho_{eq} b d - \frac{\Delta M}{\alpha_1 d} = 0 \quad (4.96)$$

A tensão no concreto é então definida a partir das condições impostas pelas equações (4.80) a (4.83), chegando-se à expressão

$$\sigma_{c1} = \frac{\Delta M}{b d^2 \left( \frac{\alpha_1^2}{3} + \frac{\left( \alpha_1 - \frac{d'}{d} \right)^2}{\alpha_1} \rho' (n-1) + \frac{\left( \frac{d_{eq}}{d} - \alpha_1 \right)^2}{\alpha_1} \rho_{eq} n \right)} \quad (4.97)$$

A solução do problema é obtida com a utilização de um método numérico (Newton-Raphson a duas variáveis) que calcula as tabelas de dimensionamento.

#### 4.3.8 CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

A tensão de tração  $\sigma_{s,REF}$ , oriunda dos esforços de flexão, dá origem a uma resultante de tração que pode ser representada por uma força,  $T_{REF}$ , que atua na chapa e que deve ser transferida para o concreto através da camada de resina epóxi, como mostra a Figura 4.17. Para dimensionar o comprimento de chapa necessário

para que esta transferência seja feita com sucesso, é preciso determinar a forma da variação de  $T_{REF}$  entre o início e o fim deste comprimento. Esta variação depende das propriedades físicas e mecânicas do concreto, do aço e da cola.

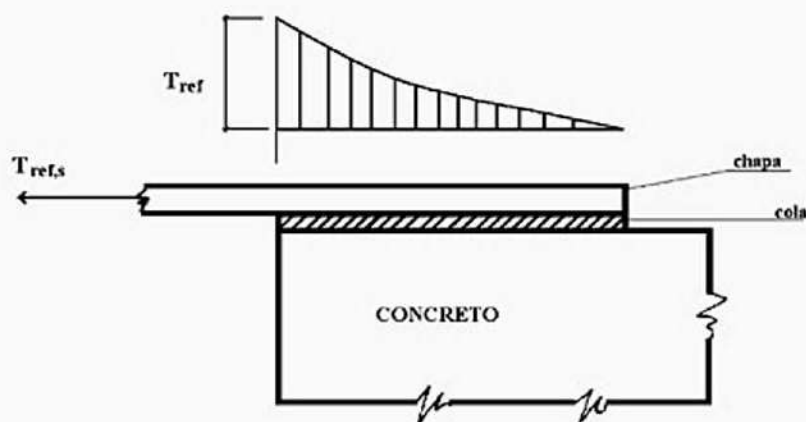


Figura 4.17 - União concreto x chapa de aço, em cisalhamento puro

Os estudos sobre este assunto tiveram início com L'Hermitte e Bresson (1971), que estabeleceram um modelo matemático para descrever o comportamento da ligação dentro do domínio elástico. Testes recentes foram realizados na Universidade de Leuven, na Bélgica, de forma a obter informações para cálculo do comprimento de ancoragem, e, com base nos dados experimentais, chegou-se a duas regras que podem ser aplicadas para este cálculo:

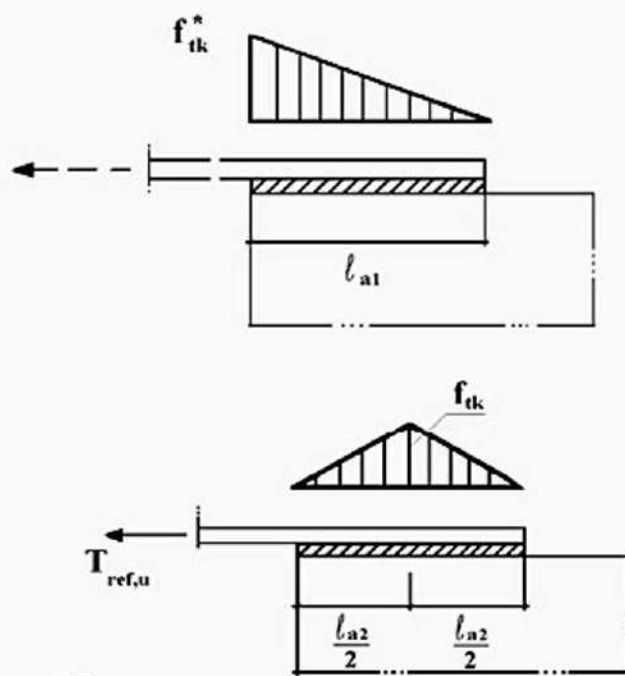


Figura 4.18 - Determinação do comprimento de ancoragem da chapa (cisalhamento puro)



- sob carga de serviço,  $T_{REF}$  assume uma distribuição triangular de tensões, como mostrado na Figura 4.18.a. O valor máximo é limitado pela resistência característica superficial de tração no concreto,  $f_{tk}^o = f_{tm}^o - 1,64 s$ , onde  $s$  é o desvio-padrão dos resultados dos ensaios de avaliação da eficiência da colagem. O valor do comprimento de ancoragem  $\ell_{a1}$  pode ser calculado a partir do equilíbrio das forças longitudinais. Observe-se, neste caso, a necessidade de comprovação experimental da eficiência da colagem, caso a caso, como exigência para o dimensionamento;
- sob carga última, a distribuição triangular tem um máximo no meio do comprimento de ancoragem (ver Figura 4.18.b) que é igual a  $f_{tk}$ , valor característico da resistência à tração direta do concreto, e  $\ell_{a2}$  pode ser calculado também a partir do equilíbrio das forças.

Deve ser observado que a resina que será utilizada na colagem deve ter capacidade de resistir à tensão de cisalhamento que cabe a ela transmitir ao concreto, sem se deformar.

#### 4.3.9 CASO DA FLEXÃO SIMPLES

No caso mais comum de reforço de vigas, que é o das vigas sujeitas à flexão simples, as tensões de cisalhamento que surgem na camada de epóxi são devidas à variação de momentos fletores e à introdução de forças nas regiões de ancoragem, como mostra a Figura 4.19.

A determinação do comprimento de ancoragem da chapa é reduzida a um caso de cisalhamento puro, sendo crítica a zona situada na extremidade livre da placa. Calcula-se a força  $\Delta T_{REF} = \sigma_{REF} \times A_{s,REF}$ , sendo  $\sigma_{REF}$  a tensão teórica de tração na chapa, na extremidade livre, e  $\Delta T_{REF}$  a força de compressão que se deve sobrepor às forças teóricas para que seja obtida a distribuição real de forças, com zero na extremidade livre. Sob cargas de serviço a união se comporta elasticamente, e pode ser assumido que a força  $\Delta T_{REF}$  faz surgir uma distribuição triangular de tensões com o máximo  $\tau_{REF}$  na extremidade livre, que será adicionada à tensão de cisalhamento teórica,  $\tau$ , sendo que o valor final não poderá ultrapassar o característico (experimental)  $f_{tk}^o$ , como comentado em 4.3.8. Com  $\Delta T_{REF}$  e  $(\tau_{REF} + \tau)$ , o valor do comprimento de ancoragem pode ser calculado e, caso  $\ell_a$  ou a tensão de cisalhamento fiquem grandes demais, deve ser reduzida a espessura da chapa e aumentada a sua largura.

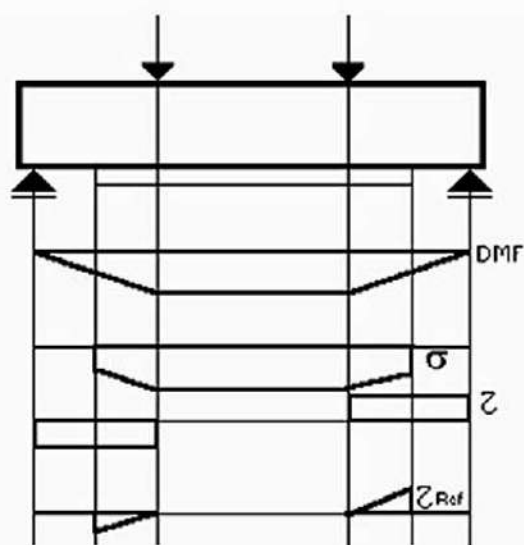


Figura 4.19 - Reforço de viga à flexão simples. Tensões na extremidade da chapa

Na extremidade livre há a ocorrência de uma concentração de tensões que aumenta a fissuração na camada de concreto existente entre as armaduras interna e externa. Para evitar isto, podem ser colocados pinos para ancorar o bordo livre da chapa no interior do concreto, similarmente a uma ancoragem a 90° de uma barra de armadura.

De forma a exemplificar o procedimento aqui descrito, seja a viga da Figura 4.20, com tensões máximas admissíveis no aço e no concreto de 240,0 MPa e 10,0 MPa, respectivamente. A seção da armadura de tração existente é de 1.005 mm<sup>2</sup> e não há armadura de compressão. Deseja-se aumentar a carga uniformemente distribuída, à qual a viga está submetida, para 34,5 kN/m, o que requer reforço a ser realizado pela utilização de chapas de aço coladas, com  $\sigma_{s,REF} = 160$  MPa.

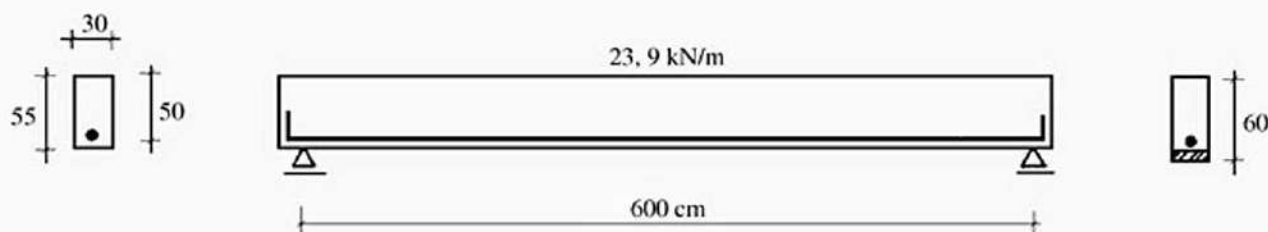


Figura 4.20 - Exemplo de reforço à flexão simples de uma viga por colagem de chapa

Inicialmente foram calculados os seguintes parâmetros:

$$\rho = 0,804\%; \rho' = 0; d'/d = 0,1; d_1/d = 0,1; M_o/M_R = 0,35; M_{REF}/M_R = 1,25$$

a) Cálculo pelo Método de J. Bresson:

Para  $Z_1 = d = 50$  cm e  $Z_2 = h + d_1/d = 60$  cm, obtém-se  $\alpha = 0,3851$ , e, das equações (4.68), (4.69) e (4.70), tem-se:  $M_R = 126,1$  kNm.

Da Teoria do Concreto Armado no Estádio II, obtém-se:

$$\sigma_{c1} = 3,51 \text{ MPa.}$$

Adotando-se  $\sigma_{c2} = \sigma_{cR} - \sigma_{c1} = 6,49$  MPa, determina-se, por proporção de triângulos (Figura 4.9),

$$\sigma_{a1} = 84,1 \text{ MPa; } \sigma_{aR} = 180,7 \text{ MPa} > 160 \text{ MPa.}$$

Como este valor ultrapassou a tensão admissível do aço do reforço, adota-se  $\sigma_{aR} = \sigma_{S,REF,R}$ , e obtém-se  $\sigma_{c2} = 5,75$  MPa e  $\sigma_{a2} = 137,7$  MPa. Com isto,

$$A_R = 26,3 \text{ cm}^2.$$

b) Cálculo pelo Método de Cánovas:

$$M_s = (1,25 - 0,35) \cdot 0,1261 \cdot 1,4 = 0,1589 \text{ MN.m} = 158,9 \text{ kN.m}$$

Para  $Z_1 = 0,9 d$ , da equação (4.19) vem que  $\sigma_{srs} = 233,5$  MPa  $> \sigma_{S,REF,R}$ , e então será adotada  $\sigma_{srs} = 160$  MPa.

Para  $Z_s = 1,1 d$ , pela equação (4.21) obtém-se  $A_R = 16,98 \text{ cm}^2$ .

c) Cálculo pelo Método de Van Gemert:

Utilizando-se os ábacos da referência (96), obtém-se  $\omega = 1,07\%$ , o que leva a

$$A_R = 1,07\% \cdot 30 \cdot 50 = 16,05 \text{ cm}^2.$$

d) Cálculo pelo Método de Ziraba:

Para  $d_c = 1 \text{ mm}$  obtém-se, das equações (4.51), (4.52) e (4.53),

$$A_1 = -298,6891; A_2 = 20,9997; A_3 = -0,0165,$$

e, da equação (4.54), chega-se a  $d_p = 0,079 \text{ cm}$  e  $A_{sp} = 0,079 \times 30 = 2,37 \text{ cm}^2$ , o que leva, pelo ACI (1989), e adotando-se  $\epsilon_{yd} = 3,66\%$  (CA - 40B), a

$$t_{bp} = (\beta \times_b 0,85 f'_c - A_s f_{ys}) / (b_p f_{yp}) = 0,61 \text{ cm} > t_p.$$

Para a espessura  $d_p = 0,61 \text{ cm}$ , tem-se  $A_{sp} = 30 \times 0,61 = 18,3 \text{ cm}^2$ .

e) Cálculo pelo Método de Campagnolo:

Da equação (4.55) obtém-se

$$f_{ych} = (2,1 \cdot 10^5) \cdot (0,1261 \times 1,4) \cdot (0,60 - x) / [I_x (3,0 \cdot 10^4)] = 160 \text{ MPa},$$

e pelas equações (4.58) e (4.57), tem-se

$$x = -0,0281 - 23,333 A_{sch} + [(0,001206 + A_{sch})^2 \cdot 777,78 + 0,0253 + 25,2 A_{sch}]^{1/2};$$

$$I_x = 0,1 x^3 + 7,0 \times 0,001206 (0,5 - x)^2 + A_{sch} (0,6 - x)^2$$

Substituindo-se os valores de  $x$  e  $I_x$  na equação de  $f_{ych}$ , chega-se a  $A_{sch} = 13,95 \text{ cm}^2$ .

f) Cálculo pelo Método de Silveira e Souza:

Entrando no ábaco apresentado no apêndice com as taxas de descarregamento e de reforço obtém-se, para a seção de armadura:

$$A_{sREF} = 0,97\% \times 30 \times 50 = 14,55 \text{ cm}^2.$$

g) Quadro comparativo:

MÉTODO	Valor da área de reforço (cm <sup>2</sup> )
J. Bresson	26,3
Cánovas	16,98
Van Gemert	16,05
Ziraba	18,3
Campagnolo	13,95
Silveira e Souza	14,55

A discrepância do método de Bresson em relação aos outros é justificada pelo fato de ter-se desconsiderado a variação da posição da linha neutra. Já os métodos de Ziraba e de Cánovas, que são baseados nos estados-limite últimos, apresentaram resultados superiores aos de Van Gemert, Campagnolo e Silveira e Souza, como era de se esperar.

Para uma chapa ocupando toda a largura da viga, tem-se uma espessura de 3,5 mm; na prática será utilizada uma chapa de aço de 4 mm de espessura. Com a chapa determinada, a posição do eixo neutro (considerando-se aqui por simplicidade  $\alpha_1 d$  no lugar de  $\alpha_{ref} d$ ) pode ser determinada, assim como a inércia da seção fissurada.

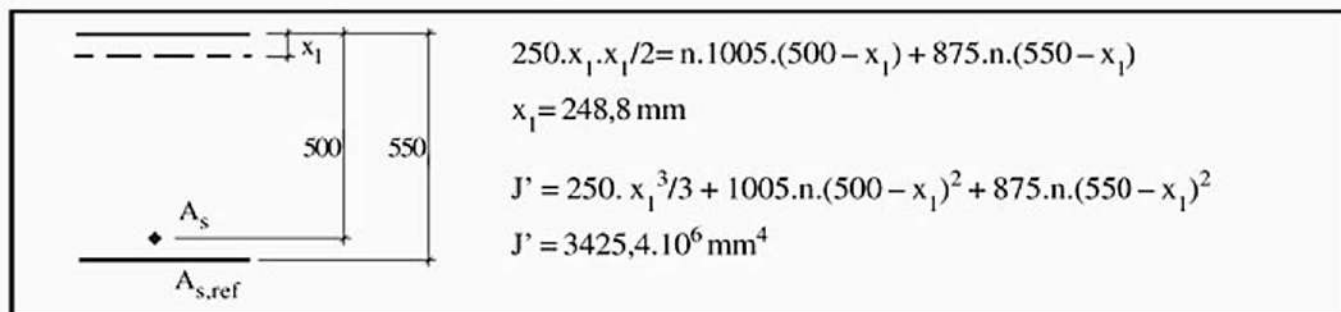


Figura 4.21 - Determinação do eixo neutro da viga reforçada

Para calcular o comprimento de ancoragem da chapa, e, conseqüentemente, o seu comprimento total, devemos inicialmente traçar os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes, o que está feito na Figura 4.22. O cálculo então pode ser feito de duas maneiras distintas: pela consideração de que a chapa começa a ancorar a partir do ponto em que o momento fletor atuante na viga após o reforço atinge o valor de  $M_R$ ; ou considerando-se o ponto em que  $M_{ref}$  reduz-se à metade.

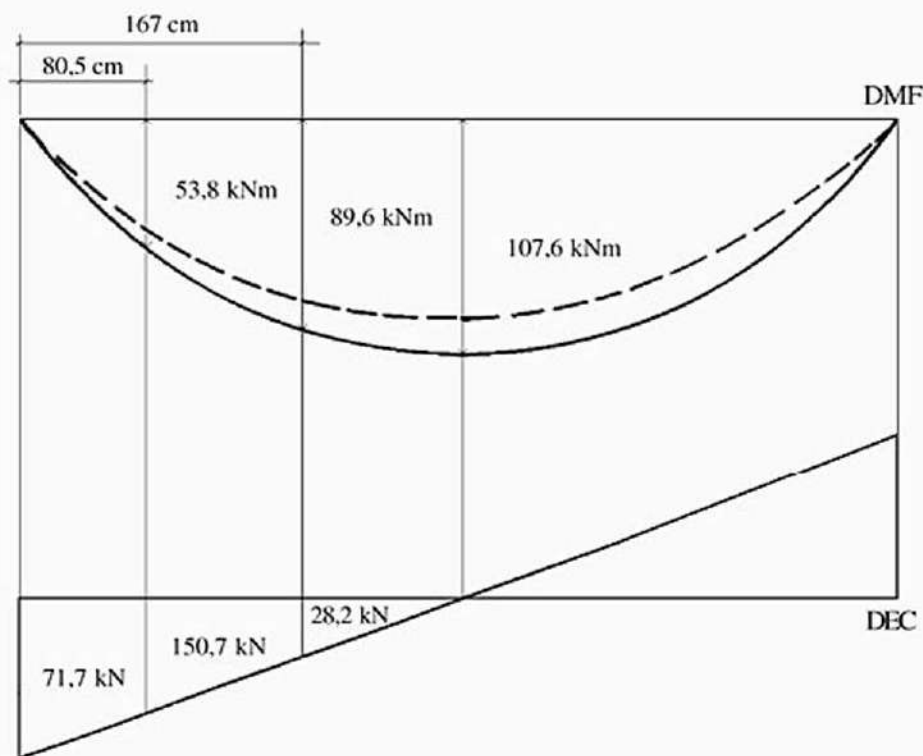


Figura 4.22 - Diagrama de esforços cortantes e momentos fletores



O cálculo do comprimento de ancoragem será feito a partir do ponto em que o D.M.F., após o reforço, atinge o valor de  $M_R$ , ou seja, 89,6 kNm, que está situado a uma distância de 167 cm de apoio. Neste ponto, tem-se:  $M = 89,6$  kNm e  $V = 28,2$  kN. Daí, pode-se calcular  $\tau$ ,  $\sigma_{REF}$  e  $\Delta T_{ref}$ .

O cálculo de  $\tau$  é feito por (Langendock, 1959, e Diaz, 1974):

$$\tau = \frac{Vm'}{bJ'} \quad (4.98)$$

onde:

$$m' = m_c + n (m_s + m_{s,ref}) \quad (4.99)$$

$m'$  = momento estático da seção fissurada, relativo à linha neutra;

$m_c$  = momento estático da seção de concreto comprimida, relativo à linha neutra;

$m_s$  = momento estático da armadura de barras tracionada, relativo à linha neutra;

$m_{s,ref}$  = momento estático da armadura de reforço, relativo à linha neutra.

Caso houvesse uma armadura de compressão, ela deveria ser considerada tanto no cálculo da posição da linha neutra como no momento de inércia e no momento estático da seção fissurada.

Aplicando-se as equações 4.98 e 4.99 ao caso, obtém-se, respectivamente,  $m' = 15,48 \cdot 10^6$  mm<sup>3</sup> e  $\tau = 0,67$  N/mm<sup>2</sup>.

Como:

$$\sigma_{s,ref} = \frac{M}{J'} (h_t - x_1) n, \quad (4.100)$$

vem que:

$$\sigma_{s,ref} = 118,30 \text{ MPa e } \Delta T_{REF} = 118,30 \cdot 1455 = 172130 \text{ N.}$$

Esta força  $\Delta T_{REF}$  produz um diagrama triangular de tensões cujo valor máximo deve ser limitado a  $(f_{tk}^* - \tau)$ . Considere-se que foi obtido, no local da obra,  $f_{tk}^* = 1,75$  N/mm<sup>2</sup>. Daí,

$$\tau_{REF} = f_{tk}^* - \tau = 1,24 \text{ N/mm}^2,$$

o que leva a um comprimento de ancoragem de 1388 mm, e a um comprimento total da chapa,  $L$ , de  $2,16 + 2 \times 1,388 = 4,94$  m.

#### 4.3.10 REFORÇO DE VIGAS AO ESFORÇO CORTANTE

Van Gemert et alli (1986) realizaram uma série de ensaios para determinar a forma mais eficaz para os “estribos” externos, em chapas coladas, a serem utilizados no reforço de vigas T ou retangulares ao cisalhamento. Com base neste trabalho experimental, onde foram testados três tipos diferentes de armaduras, chegaram às seguintes conclusões:

- a capacidade de suporte das vigas cresceu consideravelmente devido à colocação dos “estribos” externos;

- a configuração das fissuras na ruptura mudou completamente, se comparado com a da viga de referência, armada apenas à flexão;
- os “estribos” externos podem ser calculados da mesma forma como são calculados os estribos internos, valendo o cálculo da força de tração para a determinação da seção de aço suplementar, de acordo com a teoria de Morsch modificada;

A Figura 4.23 mostra uma viga reforçada ao cisalhamento:

- a distância entre os “estribos” deve ser calculada de forma a que não possa haver qualquer propagação de trincas entre dois “estribos” consecutivos (como são calculados os espaçamentos dos estribos internos).

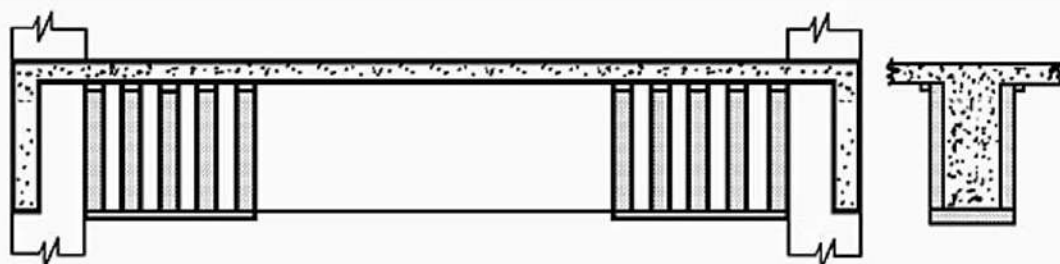


Figura 4.23 - Reforço de viga ao cisalhamento com chapas coladas

Assim, sendo um dimensionamento bastante simples, o sucesso do reforço depende da qualidade de execução. Em termos de detalhamento, o mais comum é que:

- a espessura máxima das chapas seja de 3 mm;
- o processo a adotar seja o de colagem simples, não havendo necessidade de recorrer à adição de buchas;
- a ligação com o reforço à flexão seja feita por soldagem. Mesmo que em termos de esforços não haja necessidade deste reforço inferior, é prática dispor-se uma chapa da mesma espessura ao longo de todo o trecho onde serão colados os “estribos”;
- a ancoragem na mesa, a partir da aresta entre esta e a alma da viga, seja feita por uma aba, com extensão mínima de 100 mm.

## 4.4 REFORÇO COM PERFIS METÁLICOS

### 4.4.1 INTRODUÇÃO

O reforço realizado pela adição de perfis metálicos deve ter sido, em termos históricos, o primogênito dos sistemas de reforço. Entenda-se aqui a utilização de sistema de encamisamento, sem recurso a resinas, mas simplesmente pela transferência integral da capacidade resistente do concreto para o aço, o que muitas vezes implicou a geração de enganos sérios, porque não se contou com a redistribuição de esforços dos elementos reforçados para os demais que lhes são adjacentes, acabando-se mesmo por danificar peças originalmente sãs.

Neste item serão abordadas não só as técnicas de encamisamento como também as situações híbridas de perfis trabalhando simultaneamente com o concreto por chumbamento e colagem à estrutura original.

#### 4.4.2 REFORÇO DE PILARES

No caso de reforço em pilares, o projeto dependerá diretamente do fator que ocasionou a necessidade da intervenção, ou seja:

- i) se o pilar está danificado de forma tal que já não cumpre mais a finalidade para a qual foi idealizado;
- ii) se uma mudança de utilização da estrutura tornou obrigatório o aumento da capacidade portante do pilar.

No primeiro caso, e considerando as situações extremas que ocorrem por deterioração acentuada, com seccionamento do pilar, por impactos violentos ou por erros construtivos ou de projeto que tenham levado ao esmagamento do pilar, ou ainda por diversas outras causas, a seção de concreto existente já não apresenta nenhuma capacidade portante. Assim, o projeto do reforço consistirá simplesmente no dimensionamento de um pilar metálico, composto de um ou mais perfis estruturais, que irá substituir totalmente, como elemento portante, o pilar de concreto armado original. É o típico caso de encamisamento.

Já o segundo caso é um pouco mais complexo. De forma semelhante ao que foi visto para o caso do reforço de elementos estruturais de concreto armado fletidos com a utilização de chapas de aço coladas, na maioria das situações a seção existente de concreto armado já está trabalhando no limite da sua capacidade. Se o reforço for despreocupadamente introduzido, envolvendo parcial ou totalmente a seção de concreto original sem que, previamente, tenha havido qualquer descarregamento, vai acontecer que os perfis só entrarão em trabalho quando solicitados por um novo carregamento.

Observe-se mais atentamente esta segunda situação, admitindo, para isto, um pilar inicialmente solicitado por uma carga  $P$ . Após a execução do reforço esta carga será elevada para  $P + \Delta P$ . Este incremento de carga se dividirá de tal forma que um percentual  $\delta \Delta P$  irá atuar na seção de concreto armado, e o restante,  $(1 - \delta) \Delta P$ , irá solicitar os perfis metálicos acrescentados. Se a seção de concreto armado já estiver trabalhando no limite antes da execução do reforço, será incapaz de suportar este incremento de carga, e romperá por esmagamento. Com isto, a totalidade da carga ( $P + \Delta P$ ) deverá então ser suportada pelos perfis metálicos, e cai-se no primeiro caso. Por outro lado, se antes da execução do reforço a estrutura tiver sido descarregada até que a carga axial atuante seja  $\alpha P$  ( $\alpha < 1,0$ ), tem-se:

- Carga original:  $P$
- Carga antes do reforço:  $\alpha P < P$
- Carga após o reforço:  $P + \Delta P$
- Carga atuante na seção de concreto armado, após o reforço:  $\alpha P + \delta [(1 - \alpha) P + \Delta P]$
- Carga atuante nos perfis metálicos após o reforço:  $(1 - \delta) [(1 - \alpha) P + \Delta P]$

Para que o elemento estrutural composto funcione a contento, é necessário que:

- i)  $\alpha P + \delta [(1 - \alpha) P + \Delta P]$  seja menor do que a capacidade portante da seção de concreto armado original;
- ii)  $(1 - \delta) [(1 - \alpha) P + \Delta P]$  seja menor que a capacidade de carga dos perfis estruturais.

Para esta verificação, pode-se determinar indiretamente o valor de  $\delta$  através de algumas hipóteses simplificadoras. Supõe-se, para isto, que na seção original do pilar tanto o concreto como o aço estejam

trabalhando em seus limites de resistência, dentro do campo elástico (ou seja, seção bem ajustada), e que a tensão última dos perfis metálicos à compressão é igual à das barras da armadura existente, ou vice-versa, tomando-se, para tanto, o menor entre os dois valores (isto apenas na consideração da seção composta).

Assim, de acordo com a primeira hipótese, as parcelas do carregamento resistidas pelo concreto e pelo aço seriam, respectivamente,

$$R_c = A_c \sigma_{cu} \quad (4.101) \quad \text{e} \quad R_s' = A_s' f'_{s2d} \quad (4.102),$$

onde:

- $A_c$  é a área de concreto comprimida;
- $\sigma_{cu} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ ;
- $A_s'$  é a área de aço comprimida;
- $f'_{s2d}$  é a tensão no aço para um encurtamento de 0,2%;

$$R_c + R_s' = P_d. \quad (4.103)$$

Ao se reduzir a carga para  $\alpha P_d$ , o concreto daria uma contribuição de  $\alpha R_c$  e o aço de  $\alpha R_s'$ . Caso existisse uma seção imaginária ajustada a esta carga, ela seria tal que:

$$A_c^* = \alpha \frac{R_c}{\sigma_{cu}} \quad (4.104) \quad \text{e} \quad A_s^{**} = \alpha \frac{R_s'}{f'_{s2d}} \quad (4.105),$$

e assim teríamos uma “sobra de seção” tal que:

$$A_c^{**} = A_c - A_c^* \quad (4.106) \quad \text{e} \quad A_s^{***} = A_s' - A_s^{**} \quad (4.107),$$

admissível como estando sob tensão nula.

Seja agora a nova carga ( $P_d + \Delta P_d$ ). O acréscimo de carga em relação ao pilar “descarregado” seria:

$$P_d = P_d + \Delta P_d - P_d = (1 - ) P_d + \Delta P_d \quad (4.108)$$

Se todo este acréscimo estivesse atuando apenas sobre a seção “com tensão nula”, já reforçada com os perfis, teríamos:

$$\sum R_s' = A_s^{***} + A_{s,ref}') f'_{s2d} \quad (4.109),$$

onde  $A_{s,REF}'$  é a área total do reforço em perfis. Daí, a parcela resistida pelo concreto seria:

$$R_c = P_d - \sum R_s' \quad (4.110)$$

e, com isto, a nova tensão no concreto seria determinada considerando-se a seção real, na forma:

$$\sigma_c = (\alpha + ) \frac{R_c}{A_c} \leq \sigma_{cu} \quad (4.111)$$

Isto, entretanto, pressupõe a existência de total aderência entre os perfis do reforço e o concreto original, o que implica perfeita execução de enchimento, com resina, da interface entre os perfis e o concreto.

Com base na consideração de que não se pode ter certeza do grau de descarregamento que se poderá alcançar, Cánovas (1984) aconselha que se despreze a seção existente de concreto e considere-se os perfis



recebendo a totalidade da carga. O mesmo autor recomenda também que o reforço seja executado em toda a extensão do pilar (em vários pavimentos), para evitar problemas de punção, a não ser no caso de haver uma variação brusca da seção do pilar entre dois pavimentos consecutivos.

Além disto, e também de acordo com Cánovas (1984), caso se vá considerar a resistência total do elemento composto, é recomendável que:

$$\sum A'_s \leq 0,06A_c \quad (4.112),$$

onde  $\sum A'_s$  é a soma das áreas das seções transversais das barras de aço existentes no pilar com as dos perfis estruturais, e  $A_c$  é a área da seção de concreto existente somada à que for acrescentada, se for o caso.

O assunto é, como se vê, polêmico, e admite até posições bastante conservadoras, como a de Cánovas (1984). Hoje em dia, com a constante evolução na tecnologia de injeção e produção de resinas com alta capacidade de colagem, será extremamente antieconômica a desconsideração da seção de concreto existente. Admitir-se-á, portanto, uma situação intermediária, a ser atingida com a consideração de coeficientes de incerteza maiores, a par da introdução de um rígido sistema de controle de qualidade sobre os materiais e, especialmente, sobre a execução.

Em nível de dimensionamento, será fundamental contar com a introdução de chapas metálicas a funcionar como estribos (cintas), devidamente soldadas aos perfis metálicos, por forma a garantir o confinamento do núcleo de concreto e, conseqüentemente, o aumento da capacidade de carga do pilar, aumento que deve ser considerado, pelo menos em parte, com a pretendida segurança adicional.

Para uma perfeita união do capitel com o concreto existente, deve-se preparar a superfície recebedora, como descrito no capítulo 3, e “colar” o capitel a ela, utilizando-se resina epóxi, argamassa epoxídica ou grout. Note-se que o capitel deverá vir em pelo menos duas peças, que deverão ser soldadas entre si no local da obra (ver Figura 4.25).

A Figura 4.24 mostra o reforço típico de um pilar de concreto armado com o recurso da utilização de perfis, chapas e conectores metálicos. Alguns detalhes importantes devem ser analisados, de forma a que o reforço executado possa cumprir as finalidades para as quais foi projetado.

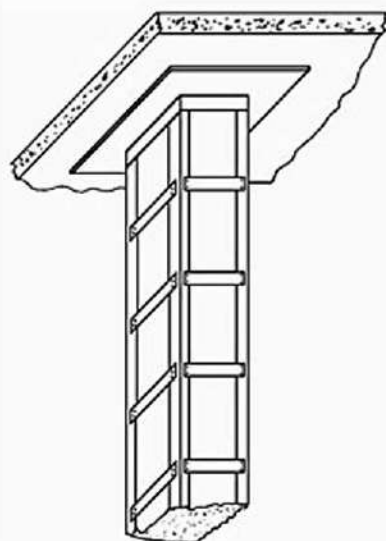


Figura 4.24 - Reforço de pilar com perfis

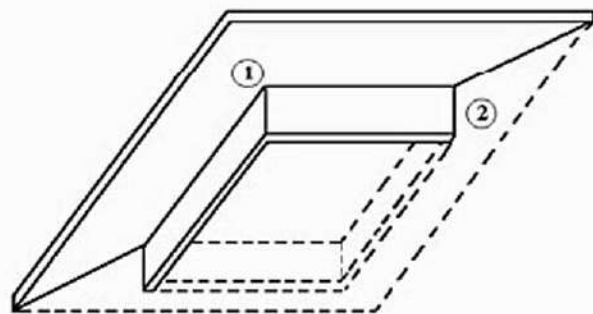


Figura 4.25 - Detalhe do capitel antes de sua colocação

O primeiro detalhe diz respeito à execução e colocação em posição dos capitéis metálicos inferior e superior. Tais capitéis são necessários para evitar o puncionamento das lajes ou o esmagamento localizado das vigas que chegam ao pilar, quando elas existirem.

Após a colocação dos capitéis, dispõem-se os perfis metálicos com comprimentos ajustados. Para que estes perfis trabalhem realmente em conjunto com o elemento de concreto armado existente, é absolutamente necessário que eles estejam bem ajustados (lateralmente) e unidos ao elemento estrutural original. Para isto, é preciso, de início, apicoar as arestas do pilar (abrindo-se sulcos para o encaixe dos perfis, se for o caso) e aplicar sobre elas uma argamassa expansível epoxídica, ou grout, e depois então sobrepor os perfis.

Finalmente, os perfis devem ser amarrados através das chapas metálicas já referidas, que funcionarão também como elementos de contraventamento, serão coladas ao concreto e soldadas no local aos perfis previamente colocados.

#### 4.4.3 REFORÇO DE VIGAS

As questões colocadas para o reforço de vigas com perfis metálicos são semelhantes às que foram postas para os pilares, no que concerne a contar ou não com a seção existente.

Na Figura 4.26 são apresentadas três situações, que vão desde o reforço por simples adição, com fixação por meio de buchas, passam pelo já citado sistema híbrido de fixação por buchas e resina e chegam até a perfeita integração de perfis e chapas metálicas à seção de concreto existente.

Em todos os casos, exige-se o descarregamento prévio da estrutura, de forma a garantir a conveniente entrada em carga do reforço.

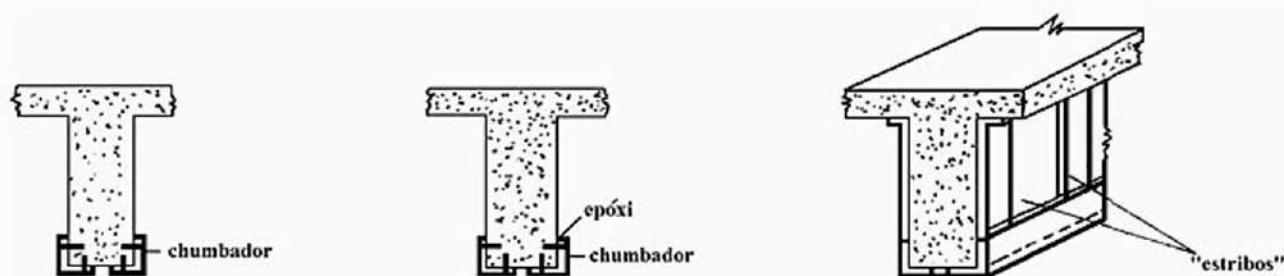


Figura 4.26 - Fixação de perfis metálicos a vigas de concreto

O primeiro caso, como já se disse, é o do reforço à flexão, e considera a adição de perfis metálicos à viga de concreto, fixados exclusivamente por buchas (chumbadores). O conjunto deve ser dimensionado como uma estrutura mista de concreto e aço. Não existem maiores restrições quanto à espessura de alma dos perfis, devendo-se observar, no entanto, o real braço de alavanca que os novos esforços resistentes vão admitir. As buchas devem ser dimensionadas ao corte puro (a força de tração – peso próprio do perfil – será sempre, comparativamente, desprezível para as buchas na face inferior da viga), sendo observados os pormenores, em termos de posicionamento, espaçamento máximo e folga de furação, próprios a cada tipo de perfil.

O segundo caso será em tudo igual ao primeiro, exceto no critério de dimensionamento das buchas, já que se deve considerar alguma participação da resina, normalmente admitida como contribuindo com 50% de sua capacidade aderente ou, por outra forma, considerando que o esforço de corte admissível, na resina, seja a

metade do valor característico. Assim sendo, no dimensionamento dos chumbadores o esforço a ser suportado por estes será menor, o que implicará economia, pela necessidade de utilização de um número menor de buchas. Nestes dois casos, é costume dimensionar-se os perfis para a diferença entre o momento que solicitará a peça depois do reforço e o resistente para a situação existente (concreto armado), sendo praxe considerar-se o coeficiente de majoração dos esforços igual a 2,0.

O terceiro caso inclui o reforço ao cisalhamento, sempre executados com chapa metálica (de acordo com 4.3.10), exigência que normalmente acontece nos casos de aumento de carga atuante (nem tanto em casos de peças danificadas), e implica a necessidade de que chapas e perfis sejam adequadamente soldadas nos pontos de encontro.

O recurso a esta solução se deve, muitas vezes, ao custo mais barato dos perfis relativamente ao das chapas, em termos de reforços à flexão. Recomenda-se, no entanto, pela pequena comprovação experimental desta solução, a adoção de coeficientes de segurança majorados e a execução de um apurado sistema de controle de qualidade.

#### **4.5 REFORÇO DE ELEMENTOS FLETIDOS POR PROTENSÃO EXTERIOR**

Neste item serão abordados alguns aspectos peculiares ao projeto do reforço utilizando a técnica da protensão com cabos exteriores, sem que se pormenorize os aspectos particularmente relativos ao projeto de estruturas de concreto protendido.

As técnicas de reforço de elementos estruturais até agora vistas, tais como a colagem de chapas metálicas, a fixação de perfis estruturais e o encamisamento, implicam a necessidade de descarregar, total ou parcialmente, o elemento estrutural, de forma a que o novo elemento possa trabalhar em sua potencialidade máxima.

Quando se utiliza a protensão, no entanto, isto não é necessário, já que ela pode atuar sobre elementos estruturais deformados e submetidos a cargas de serviço sem que haja a necessidade da remoção destas, como também não será preciso eliminar, "a priori", as deformações existentes. Na realidade o que se pretende com a utilização da protensão é introduzir no elemento estrutural tensões que sejam as limites dos materiais que o constituem.

A protensão exterior, na realidade uma pós-tensão, quando aplicada como reforço pode ser utilizada no caso de falhas de projeto, falhas devidas a causas acidentais, ou ainda em casos em que, por algum motivo, se necessita aumentar a capacidade portante da estrutura. Em situações de reforços em virtude de falhas é muitas vezes difícil conceber o esquema estrutural sobre o qual devem atuar as forças de protensão, já que pouco se pode conjecturar acerca das possíveis rótulas, ou mesmo sobre algumas fissuras que se formaram na peça, devendo-se então fixar modelos estruturais possíveis relativos a situações extremas.

O cálculo da protensão exterior deve levar em conta as Normas e os procedimentos adotados para o cálculo de estruturas de concreto armado e de concreto protendido, e esta protensão também deve suportar diretamente as cargas, mas considerando que a hiperestaticidade da estrutura pode ocasionar efeitos secundários que são muitas vezes desfavoráveis.

De acordo com Cánovas (1984), pode-se estabelecer uma classificação sistemática das técnicas de pós-tensão que podem ser utilizadas no reforço, considerando-se o tipo de construção ou o de esforço suplementar desejado.

Veja-se, por exemplo, o caso em que o que se deseja é gerar esforços de flexocompressão. Neste caso, a pós-tensão deve reproduzir, com boa fidelidade, o antifunicular das cargas externas, com o emprego de cabos

poligonais ou de cabos retos com a excentricidade adequada. A disposição antifunicular (Figura 4.27) também contribui para a resistência da viga ao cisalhamento, que pode ainda ser combatido por estribos de barras inclinadas postendidas.

Para vigas, deve-se aplicar uma componente vertical que anule o carregamento. Devem-se, entretanto, tomar cuidados especiais com as componentes horizontais,  $H$ , da pós-tensão, que devem ser combatidas, e também com as componentes horizontais oriundas de vãos adjacentes em que a mesma técnica tenha sido utilizada, ou ainda com o próprio concreto.

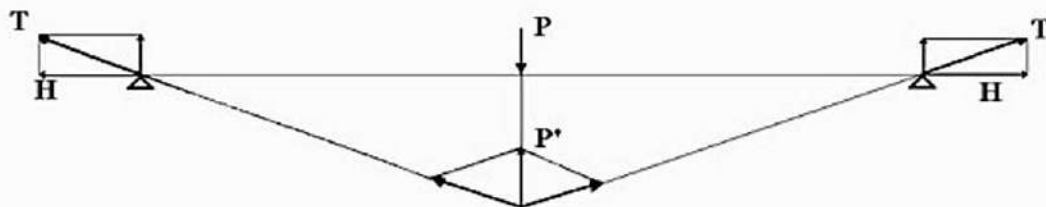


Figura 4.27 - Esforços oriundos da protensão de viga

Do ponto de vista do projeto, as maiores diferenças em relação à protensão com os cabos imersos no concreto dizem respeito à não-existência de uma “área de confinamento” dos cabos e ao surgimento de efeitos de segunda ordem (flambagem), pois os cabos protendidos funcionam como uma ação permanente exterior ao elemento estrutural. Mas, de acordo com Chaussin et alli (1992), se os cabos forem mantidos em posição por um número suficiente de desviadores (dois ou três ao longo do comprimento de flambagem), as solicitações de segunda ordem criadas pela protensão exterior são moderadas, e pode-se considerar que tudo se passa como se os cabos estivessem imersos no concreto, sem, no entanto, haverem sido injetados.

Já no detalhamento, os cuidados têm que ser dobrados, pois os pormenores variam obrigatoriamente de caso para caso. As ancoragens e os dispositivos de desvio dos cabos devem ser estudados, detalhados e muitas vezes fabricados para cada caso em particular, já que a adaptação dos cabos ao antifunicular das cargas implica que, muitas vezes, eles tenham que passar muito próximos da face inferior da viga, especialmente em vigas biapoiadas com carga concentrada no meio do vão. É também bastante comum surgir a necessidade de perfurar ou entalhar elementos estruturais (vigas, parede, pilares, etc.) transversais à viga que está sendo reforçada, de forma que seja possível a passagem ou a ancoragem dos cabos de protensão.

Os dispositivos de desvio devem ser aptos a transmitir à estrutura os esforços radiais e tangenciais gerados pelos cabos, ser lisos o suficiente para diminuir a pressão radial na armadura protendida, e estar perfeitamente posicionados, de forma a respeitarem a trajetória estabelecida em projeto para os cabos. Os melhores desviadores são os tubos de aço cintados, que devem ser fixados a fôrmas especiais. A Figura 4.28 mostra o desviador típico.

Outro elemento importante a ser detalhado é o conector. Os conectores são elementos cilíndricos pelos quais passam dois cabos, em sentidos contrários, que são ancorados cada um em uma das extremidades do cilindro. São muito utilizados nos casos em que não é possível ancorar os cabos isoladamente, sendo necessário combater o esforço  $H$  pela continuidade do cabo. A Figura 4.29 mostra um detalhe típico de utilização de um conector, que também pode ser utilizado para emendar cabos partidos.



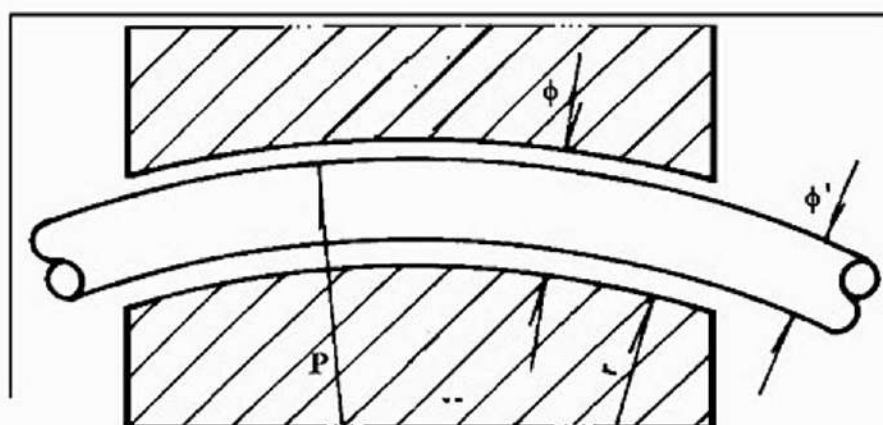


Figura 4.28 - Desviador típico

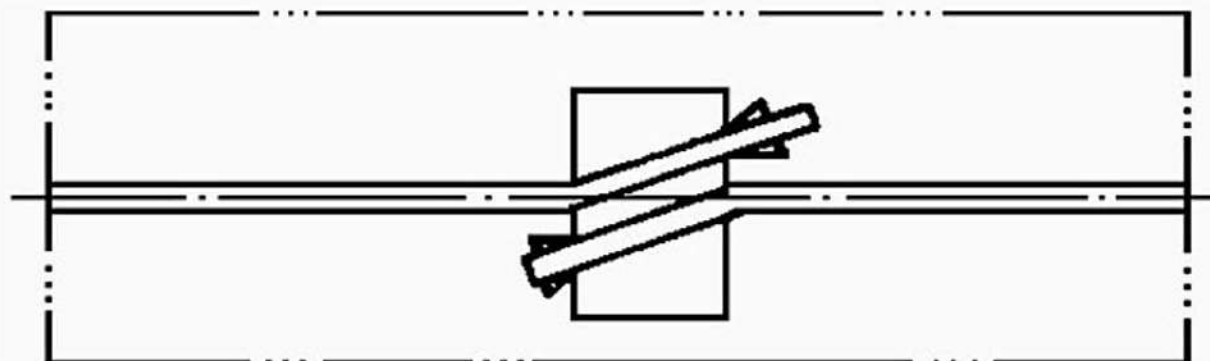


Figura 4.29 - Conector cilíndrico -  $\phi > \phi'$ ;  $r < R$

A utilização da protensão exterior no caso de vigas fissuradas deve ser precedida da injeção das fissuras, já que isto evitará perdas de protensão e, em casos extremos, o deslizamento dos dois trechos contíguos do elemento estrutural, segundo o plano da fissura.

## 4.6 REFORÇO POR AUMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EXISTENTE

### 4.6.1 INTRODUÇÃO

Nos itens anteriores, depois da necessária abordagem inicial sobre o estudo da avaliação da capacidade resistente de peças a serem reforçadas – análise indispensável para o perfeito entendimento dos vários sistemas de reforço – foram discutidas as diversas hipóteses de reforço por adição de elementos “estranhos” ao meio original – concreto armado –, tais como resinas, chapas, perfis metálicos e cabos e fios de protensão.

No presente item, será tratada a opção que, indubitavelmente, é a mais utilizada no Brasil, país que se tornou um dos maiores, senão o maior, adeptos desta técnica: reforço pelo aumento das seções de concreto e de armadura existentes.

A preferência pelo complemento das seções existentes, com a adição de concreto e de aço, deriva justamente do baixo custo dos materiais de reposição e da tradição de uso dos mesmos. No Brasil desenvolveu-se

particularmente a utilização do concreto projetado como metodologia básica para a recuperação e complementação das seções de concreto existente.

Foi já no final da década de 1960 que se registrou o despertar do interesse pela constituição de empresas de engenharia especialmente voltadas para serviços de recuperação estrutural, interesse que seria acelerado, na década seguinte, pelo bom resultado técnico e econômico de algumas obras extremamente relevantes, como as de reabilitação de diversas estruturas danificadas por incêndios.

Toda esta experiência acumulada pode e deve ser canalizada no sentido de garantir a necessária ampliação das pesquisas sobre o assunto, particularmente no campo do dimensionamento, assim como na exigência de que as obras a realizar contemplem o melhor e mais completo sistema de controle de qualidade sobre os materiais a utilizar e as operações a executar.

#### 4.6.2 REFORÇO DE PILARES

O reforço de pilares, do ponto de vista do projeto estrutural (o qual deve, em qualquer situação, obedecer ao binômio segurança-economia), é sempre mais problemático do que o reforço de vigas e lajes. Isto acontece porque, sendo o pilar o último elemento de sustentação da estrutura antes das fundações, tem que absorver cargas oriundas de diversos pavimentos, diferentemente das vigas (com exceção das vigas de transição), que absorvem apenas os carregamentos do teto em que se situam.

Assim sendo, se no caso das vigas o descarregamento é relativamente simples de ser executado, total ou parcialmente, sendo portanto fácil forçar a entrada em carga do reforço, para os pilares, e especialmente para os que estão localizados nos pavimentos inferiores de edifícios altos, descarregar é inviável economicamente, pois para se aliviar o pilar das cargas oriundas de vários pavimentos seria necessário que se construísse uma estrutura auxiliar provisória capaz de absorver estas cargas e transmiti-las adequadamente para o elemento estrutural permanente de sustentação que se encontra imediatamente abaixo do pilar em que se está realizando o trabalho. Isto equivale a dizer que o dimensionamento do reforço nos pilares deve ser feito sem que se considere a descarga.

Desprezar simplesmente a capacidade resistente da seção do pilar já existente é um desperdício que deve ser evitado. A hipótese que se apresenta é, então, a do cintamento do pilar, aumentando a carga de ruptura inicial e fazendo com que se possa contar com a colaboração da seção já existente na sua resistência global.

O projeto de reforço consiste, neste caso, em se calcular um novo pilar cintado, que seja capaz de absorver a carga que se quer introduzir no elemento estrutural somada ao carregamento existente, ou seja, transformando-se o pilar existente em um pilar cintado. As armaduras longitudinais existentes serão consideradas como contribuindo para a resistência total do pilar cintado. Admite-se como necessária a consideração de um coeficiente de majoração das cargas superior ao usual.

É importante notar-se que o pilar original é normalmente um pilar de seção quadrada ou retangular, que deve ser transformado em um pilar de seção circular para, com isto, o cintamento ser o mais eficiente possível.

Na Figura 4.30 reproduzimos os resultados de um exemplo comparativo para encamisamento com e sem cintamento, e pode-se notar a grande economia de material que se obtém ao se cintar o pilar.

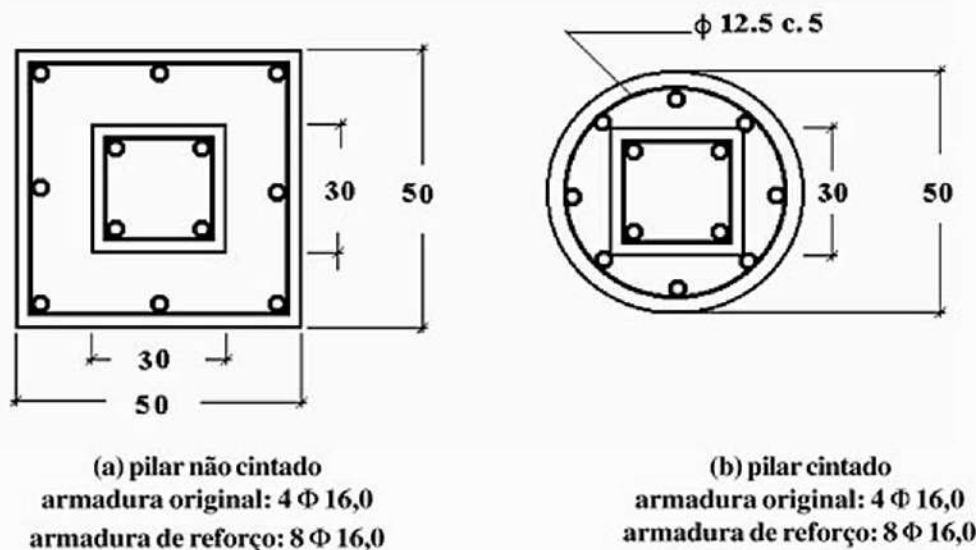


Figura 4.30 - Reforço de pilar por encamisamento

Sobre o assunto existem algumas considerações que precisam ser feitas, especialmente porque não há estrutura (e, conseqüentemente, não há pilar) que na prática trabalhe todo o tempo solicitada pela carga para a qual foi projetada, ou seja, há sempre uma parcela do carregamento que só irá atuar em determinadas ocasiões. O exemplo mais flagrante disto é o das pontes e viadutos, nos quais o carregamento variável máximo em geral só atua durante uma pequena parcela de tempo de sua vida útil. Assim, há que refletir sobre:

- no caso específico de pilares de pontes e de sustentação de estruturas industriais com pontes rolantes, o reforço poderá ser executado com as estruturas interditadas ao tráfego, o que configura o descarregamento parcial, aproveitando-se, com isto, a contribuição do núcleo original à resistência global do pilar;
- no caso de edifícios residenciais, comerciais e industriais, que têm suas estruturas projetadas para cargas “acidentais” (cargas não-permanentes) normatizadas e que são em geral muito superiores às que realmente as solicitam, pode-se estimar a “sobra” de resistência do pilar e, com isto, considerar uma carga reduzida,  $\alpha P_d$ , recaindo-se, desta forma, no caso descrito em 4.4.2; alternativamente, e mais para o caso de depósitos e estruturas industriais, pode-se descarregar parcialmente a estrutura, na área de influência de carga no pilar no qual será executado o reforço, e também recair no caso descrito em 4.4.2;
- finalmente, há uma questão básica a ser respondida, e que depende de resultados a serem obtidos através de pesquisas. Imagine-se um pilar em que a sua capacidade resistente esteja perfeitamente ajustada à solicitação que lhe é imposta, e seja este pilar reforçado por encamisamento simples (sem cintamento), onde todas as técnicas garantidoras de uma perfeita aderência entre o novo concreto e o concreto já existente foram observadas. Neste caso, e após algum tempo decorrido, conseguir-se-á uma seção praticamente homogênea, especialmente se na dosagem do novo concreto tiver sido observada a necessidade de lhe conferir características mecânicas e elásticas muito próximas das do concreto existente no pilar original. Teoricamente, após o reforço ter sido executado com os cuidados já mencionados, se não houver nenhuma variação de carga na estrutura (o que é praticamente impossível) esta seção complementar não entrará em serviço.

Seja, para uma carga original  $P$ , a introdução de um pequeno acréscimo de carga,  $\Delta P$ . Considerando o ganho

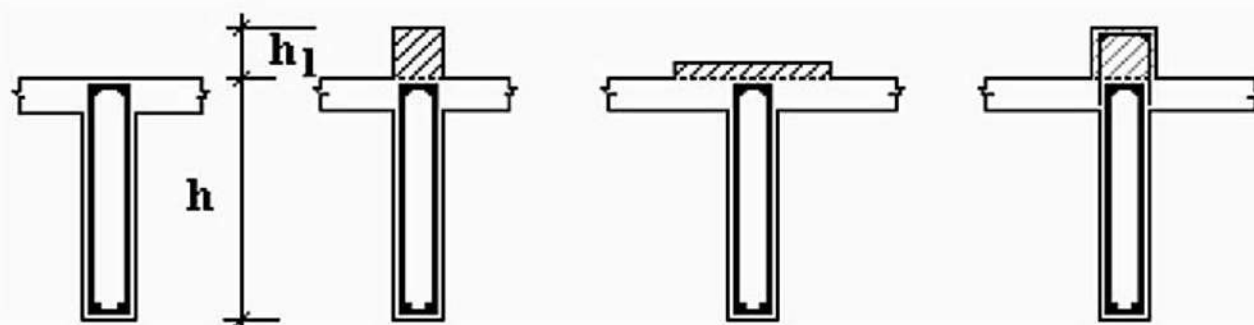
de resistência mecânica do concreto com o tempo, a seção primitiva ainda poderia absorver uma parcela deste acréscimo de carga ( $\Delta P_1$ ), sendo a restante, ( $\Delta P_2 = \Delta P - \Delta P_1$ ), absorvida pela seção de reforço.

Imagine-se que este acréscimo de carga  $\Delta P$  seja retirado. Aí então poderá ser colocada a seguinte pergunta: será que a seção de reforço ficará de novo descarregada, livre de tensões, ou será que, quando foi introduzido este diferencial de carga, já não terá havido um rearranjo interno de tensões na seção total, tal que, mesmo com a retirada da carga adicional, a seção de reforço não permaneça contribuindo na resistência do pilar? É de todo provável que a segunda opção seja a resposta correta, o que, no entanto, só poderá ter comprovação definitiva através da experimentação, que, a confirmá-la, poderá vir a contribuir decisivamente para a prática do projeto (econômico) do reforço de pilares, definindo, inclusive, a forma e a duração da introdução do carregamento suplementar, para que esta redistribuição de tensões realmente ocorra, e a contento, de forma a que a seção composta trabalhe como uma seção única e homogênea.

#### 4.6.3 REFORÇO DE LAJES E VIGAS

Uma situação típica de reforço é a caracterizada pelo aumento da altura da seção transversal de vigas, por meio do acréscimo de concreto na face superior, aumentando, assim, o braço de alavanca do momento resistente e, conseqüentemente, a capacidade portante das vigas.

Esta técnica, combinada com o descarregamento parcial ou total da viga para execução do reforço (e neste caso, é possível descarregar a viga facilmente), é bastante eficiente, de rápida execução e de baixo custo, tendo como inconveniente maior o fato de que o piso do pavimento estrutural onde o reforço está sendo executado ficará com saliências. A Figura 4.31 mostra este tipo de reforço.



(a) viga original      (b) reforços sem estribos de ligação      (c) reforço com estribos de ligação

Figura 4.31 - Reforço de vigas por aumento da altura h

Esta situação, a mais simples para a interação entre o concreto existente e o de reforço, posto que há apenas justaposição entre os dois, desperta considerações quanto à união entre os dois concretos, pois este pode ser o grande fator de encarecimento desta técnica de reforço, ou seja, há que se poder garantir a aderência entre os dois concretos de forma que a seção de ligação tenha a capacidade de resistir às tensões de deslizamento existentes.

Usualmente, são três as soluções adotadas:

- apicoamento, limpeza a seco, aplicação de resina epóxi e concretagem;



- apicoamento, furação da peça para encaixe de novos estribos em forma de U invertido, limpeza e concretagem;
- combinação das duas soluções anteriores.

O custo de qualquer destas soluções é elevado, seja pelo alto preço da resina epóxi, seja pelo gasto com mão-de-obra, especificamente para o segundo dos casos citados, que, no entanto, oferece a vantagem de combater a fissuração ocasionada por cisalhamento. Evidentemente, a última das três soluções é a mais onerosa.

Mas será isto realmente necessário? Será que simplesmente o apicoar e limpar não poderá garantir um comportamento homogêneo do elemento estrutural composto? Para ajudar na resposta a esta pergunta, observe-se uma série de experimentações que têm sido realizadas por pesquisadores em diversos centros de pesquisa e universidades.

Na verdade, a aderência, e conseqüentemente a resistência da seção de ligação (ou plano de ligação) às tensões de deslizamento, depende de uma vasta gama de fatores: das propriedades físicas e químicas dos dois concretos e da resina porventura utilizada; da rugosidade da superfície de concreto existente; da molhagem da superfície existente; da cura do novo concreto; das diferentes características elásticas dos dois concretos; e, finalmente, das características mecânicas e elásticas da resina porventura utilizada.

Pesquisadores como Eyre (1988) e Johnson (1963) fizeram vários ensaios em prismas compostos por dois concretos de idades diferentes, com a intenção de estudar a eficiência da resina epóxi na ligação, e, no caso de Eyre, de também contestar alguns tipos de ensaios utilizados na época, como os ensaios de tração direta. Tais pesquisas, entretanto, às quais se seguiram as de outros pesquisadores, como Tabor (1970) e Campos e Castro (1989), pouco podem ajudar a responder tal pergunta, já que todos eles utilizaram resina epóxi para efetuar a ligação entre os dois concretos.

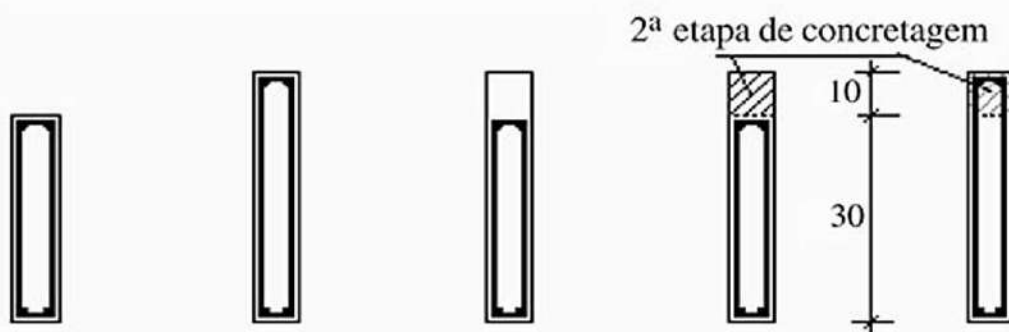
Ensaio mais recentes foram realizados por Clímaco (1989), que procurou fazer a interface dos dois concretos nos corpos-de-prova de acordo com a textura que se procura obter, na obra, nos trabalhos de recuperação e reforço de estruturas (por apicoamento), e chegou mesmo a realizar ensaios considerando três diferentes tipos de superfície de ligação, áspera, média e lisa, condenando totalmente, como era de se esperar, as superfícies lisas.

Aos ensaios de Clímaco podemos adicionar os realizados por Souza (1990) e Salles (1992), os primeiros no Instituto Superior Técnico, em Lisboa, Portugal, e os segundos na Universidade Federal Fluminense, em Niterói, Brasil, que chegaram a resultados bastante animadores quanto à tensão de aderência entre os dois concretos para superfícies preparadas por apicoamento. Em ambos os estudos os ensaios consistiam em romper, à compressão, corpos-de-prova mistos, moldados de forma tal que a seção de ligação era inclinada em relação ao eixo da peça. No caso dos ensaios realizados por Souza, a seção fazia um ângulo de 30° com o eixo vertical, e no caso de Salles, de 45° e 60°.

Embora, como já dissemos, os resultados tenham sido bastante animadores quanto aos valores das tensões de aderência encontrados, Salles chama a atenção para o fato de que eles não podem ser considerados conclusivos, já que existia um componente de compressão atuando na seção de ligação que influenciava em muito a força de atrito e, conseqüentemente, a tensão de aderência.

Em 1992, Sá (1993) iniciou um novo programa experimental na Universidade Federal Fluminense, cujo objetivo era o de verificar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas através do aumento da altura,

especialmente na seção de ligação entre os dois concretos. Para isto, foram moldadas três séries, de cinco vigas cada, em que as vigas tipos A, B e C eram testemunhas, e as vigas tipos D e E eram vigas reforçadas, a primeira sendo executada apenas com o apicoamento, limpeza e molhagem da seção de ligação, e a segunda com estribos de espera. Com isto ele pretendeu reproduzir, além do reforço propriamente dito, o caso de estruturas parcialmente pré-fabricadas (viga tipo E), em que a laje é moldada no local da obra. As Figuras 4.32 mostram as seções transversais destas vigas.



Viga A	Viga B	Viga C	Viga D	Viga E
10 x 30	10 x 40	10 x 40	10 x 40	10 x 40
1 concretagem	1 concretagem	1 concretagem	2 concretagens	2 concretagens

Figura 4.32 - Tipos de vigas ensaiadas à flexão simples

Nas vigas tipos D e E, a diferença de idade entre os dois concretos foi de 82 dias, para as 3 séries. Quatro dias antes da segunda concretagem, a face superior das vigas tipos D e E foram apicoadas com ponteiro e marreta, sendo escovadas e lavadas algumas horas antes do lançamento do novo concreto. Até a concretagem, as superfícies de ligação foram mantidas encharcadas, de forma a reduzir ao mínimo a perda de água do novo concreto.

As vigas das séries 1 e 2 foram levadas ao laboratório e ensaiadas à flexão simples 30 dias após a execução do reforço, e as da série 3, 28 dias após o reforço. A Figura 4.33 mostra o esquema de carregamento das vigas. O carregamento foi aplicado gradualmente, sendo observadas as flechas (com a utilização de defletômetros) e anotada a fissuração.

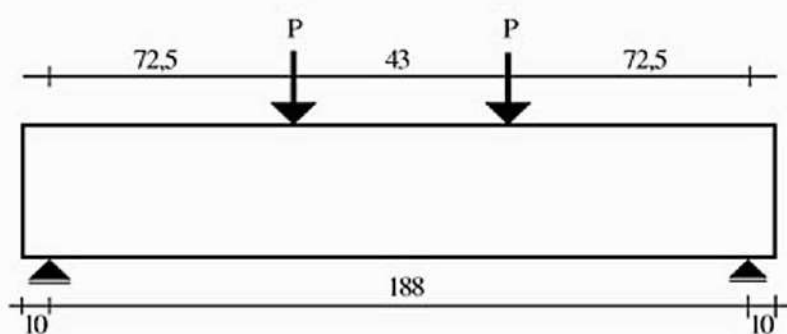
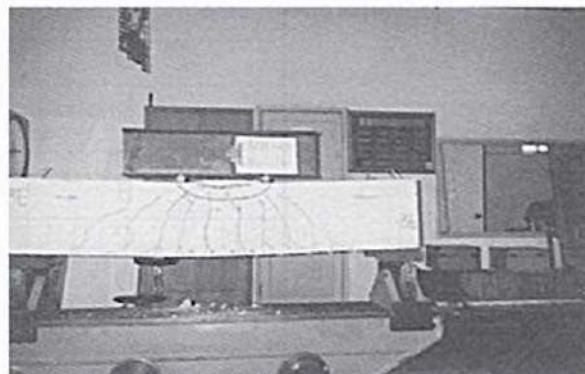


Figura 4.33 - Esquema de carregamento das vigas

Das observações realizadas durante os ensaios, pôde-se constatar, como se observa nas fotografias 4.1, que:



(a)



(b)

Fotografias 4.1 - Ensaios de Sá (1993), com a viga-tipo antes do carregamento (a) e após a ruptura (b)

- todas as vigas ensaiadas tiveram um comportamento típico de peça fletida subarmada, ou seja, a ruptura ocorreu a partir do escoamento das armaduras de tração;
- não houve ruptura por deslizamento na superfície de ligação, ou seja, a tensão de aderência foi, em todas as vigas, superior à tensão de deslizamento. Em 3 das vigas ensaiadas ocorreu que fissuras de flexão simples se propagaram até atingir a superfície de ligação, provocando, nesta superfície, uma pequena fissura com menos de 0,01 mm de abertura, mas esta fissura não progrediu com o aumento do carregamento e o conseqüente aumento das fissuras de flexão.

As vigas foram dimensionadas de forma a que, na ocasião da ruptura, o eixo neutro caísse acima da superfície de ligação. Isto, infelizmente, não se verificou na prática em todas as vigas, em virtude de diferenças que existiram nas características mecânicas dos concretos utilizados, relativamente aos valores adotados em projeto. Tal fato, entretanto, pouca ou nenhuma influência teve no comportamento previsto para as vigas, já que as variações nas posições dos eixos neutros foram muito pequenas.

O Quadro 4.1 mostra os resultados obtidos para as cargas  $P_y$  que provocaram o escoamento das armaduras de tração e para as cargas  $P_u$  de ruptura das vigas.

SÉRIE	VIGA-TIPO	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)
1	A	36,0	41,0
	B	-	65,0
	C	-	56,8
	D	46,2	53,8
	E	48,8	59,0
2	A	37,5	46,3
	B	54,0	64,5
	C	50,0	65,0
	D	53,5	56,5
	E	52,5	62,3
3	A	37,5	44,8
	B	55,0	63,5
	C	52,5	65,5
	D	50,0	58,0
	E	52,5	64,3

Quadro 4.1 - Resultados dos ensaios à flexão simples das vigas



Neste quadro vê-se claramente que, até ocorrer o escoamento das barras da armadura de tração (que, desafortunadamente, não pôde ser observado nas vigas IB e IC), as vigas B, C, D e E se comportaram de forma bastante semelhante, e as cargas que levaram ao escoamento das armaduras nestas vigas são muito superiores às das vigas tipo A, caracterizando, assim, o funcionamento do reforço (vigas tipos D e E).

Quando, entretanto, se prosseguiu aumentando as cargas, até que acontecesse a ruptura, as diferenças entre as vigas B, C, D e E se tornaram mais significativas. No entanto, isto tem pouco significado prático, pois, em virtude do comportamento típico das vigas fletidas subarmadas, a ruína das peças é considerada quando do escoamento das barras da armadura de tração.

Os resultados obtidos por Sá são extremamente importantes e encorajadores, embora não possam ser considerados como definitivos, já que:

- o número de vigas ensaiadas foi pequeno, não permitindo uma análise estatística dos resultados dos ensaios;
- foi abrangido apenas o caso das peças subarmadas, devendo novos ensaios ser feitos de forma a que os estudos sejam estendidos para as peças superarmadas, as peças com armaduras de compressão e as peças de seção T.

De qualquer forma, e mesmo com resultados ainda parciais, já é possível especular, com alguma segurança, sobre a possibilidade de haver muito desperdício de material e de mão-de-obra em serviços de reforço desta natureza.

Em lajes, por exemplo, já se pode garantir, com toda a certeza, que um simples apicoamento da superfície, seguido de limpeza e enchimento, e a aplicação direta de um concreto bem dosado, originará um reforço estrutural eficiente, obtido de forma rápida e com baixo custo.

Quanto ao projeto deste tipo de reforço, e da mesma forma que para o reforço nas faces inferiores ou laterais de vigas (caso de esforço cortante), pode-se utilizar o procedimento apresentado em 4.3. com pequenas modificações, mas o ideal é que, para se tirar o maior partido possível desta técnica, se considere o elemento estrutural fletido como totalmente descarregado (o que pode ser obtido com uma certa facilidade na obra), para então calculá-lo segundo os procedimentos usuais de dimensionamento de elementos de concreto armado à flexão simples, nos quais a taxa de armadura é prefixada.

## 4.7 OS COEFICIENTES DE SEGURANÇA

### 4.7.1 INTRODUÇÃO

Um outro fator de fundamental importância a ser considerado no projeto e dimensionamento do reforço de estruturas diz respeito aos coeficientes de segurança a se utilizar.

No caso de estruturas novas, o Código Modelo do C.E.B. define o conceito de segurança pela seguinte expressão:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R_d}} R \left( \frac{f_k}{\gamma_m} \right) \geq \frac{1}{\gamma_{S_d}} S (S_k \times \gamma_f) = S_d \quad (4.113),$$

onde:

- $R_d$  e  $S_d$  são a resistência e a solicitação de projeto, respectivamente;
- $\gamma_{R_d}$  e  $\gamma_{S_d}$  são os coeficientes de segurança que consideram a parcela de incertezas relativa a resistência e solicitações, respectivamente;



•  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$  são os coeficientes de segurança que consideram a parcela de incertezas relativa a materiais e a ações, respectivamente.

Para o caso de estruturas existentes, a serem objeto de intervenções de recuperação ou reforço, é natural que várias outras incertezas, adicionais às já citadas, possam vir a ser introduzidas, tendo em vista a especificidade de questões tais como a qualidade e o controle dos materiais, o comportamento dos modelos estruturais idealizados e as probabilidades aceitáveis para a ocorrência de ruptura, ou de alcance de outros estados-limite. Como ainda não existe regulamentação brasileira sobre o assunto, seguem-se, neste texto, as recomendações do já referido Código Modelo do C.E.B. e, complementarmente, as constantes do C.E.B. – Bulletin d'Information n° 162, de agosto de 1983.

#### 4.7.2 OS COEFICIENTES $\gamma_f$ DE MAJORAÇÃO DAS AÇÕES

Para situações de reforço estrutural, os coeficientes  $\gamma_f$  de majoração das ações devem ser subdivididos em outros três, conforme o tipo de ação que se esteja a considerar, como a seguir se define:

- $\gamma_{f,g,exist}$   $\Rightarrow$  para as ações oriundas de cargas permanentes já existentes na estrutura;
- $\gamma_{f,g,ad}$   $\Rightarrow$  para as ações oriundas de cargas permanentes a serem adicionadas;
- $\gamma_{f,q}$   $\Rightarrow$  para as ações oriundas de cargas acidentais.

O coeficiente  $\gamma_{f,g,exist}$  deve, de uma maneira geral, ser adotado com um valor menor do que aquele que usualmente seria tomado para  $\gamma_f$ , uma vez que as incertezas, no caso de peças já existentes, serão normalmente inferiores às das situações de projeto, admitindo-se, bem entendido, que, para avaliação das ações permanentes, sejam feitas as devidas medições geométricas e a correta estimativa dos pesos específicos.

Atenção ao aspecto de que como o coeficiente  $\gamma_{f,g,exist}$  também leva em conta as incertezas relativas ao modelo estrutural adotado na análise, apenas para a parcela resultante das solicitações existentes oriundas da carga permanente propriamente dita é que deverá ser seguida esta posição mais liberal para o coeficiente de segurança.

No caso de  $\gamma_{f,g,ad}$ , também será possível, normalmente, adotar valores mais reduzidos que os usuais, posto que existirá menor incerteza quanto à geometria das peças, pela própria precisão que um serviço de reforço, especialmente este, requer, podendo-se então ter uma estimativa mais precisa das cargas permanentes adicionais a atuar. No entanto, nos casos de pequenas espessuras de encamisamento e/ou de dificuldades na inspeção e no controle da execução, os valores a adotar deverão, inclusive, ser mais conservadores, na dependência de cuidadosa análise de cada caso, em particular.

Quanto a  $\gamma_{f,q}$ , o valor a considerar, bem como sua variação, para menos ou para mais, relativamente aos valores usuais, deverá depender da expectativa de vida útil da estrutura após a intervenção, para o que haverá que se ter em conta a natureza e a frequência das cargas variáveis.

Assim, se a expectativa de vida de uma estrutura a reforçar for inferior à de uma estrutura nova que lhe seja similar, então existirá uma menor probabilidade de ocorrência de ações de caráter excepcional que conduzam a solicitações exageradamente elevadas. Apesar disto, não é recomendável a redução significativa dos coeficientes em questão, posto que sempre existirão incertezas relativas à redistribuição das solicitações na estrutura reforçada, sendo, portanto, de boa prática a consideração, para estes coeficientes, dos mesmos valores que se costuma adotar para as construções novas. A experiência do projetista será, também nestes casos, de fundamental importância para o bom resultado do trabalho.

### 4.7.3 OS COEFICIENTES $\gamma_m$ DE MINORAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS MATERIAIS

As considerações a serem feitas quanto aos coeficientes de minoração das resistências características dos materiais devem, da mesma forma, distinguir os materiais já incorporados à estrutura existente daqueles que irão fazer parte do sistema de reforço ou recuperação, quais sejam, os materiais de adição.

Para os materiais já existentes e não danificados, devem ser considerados, em separado, coeficientes de minoração para o concreto e para o aço. Para este último, é certo que venham a existir muitas dificuldades na determinação de  $f_{sk}$ , já que o número possível de medições “in situ”, para tanto, é muito pequeno, ou mesmo nulo em alguns casos. Desta forma, ou se terá dados reais da estrutura, ou se deverá recorrer ao julgamento de especialistas para a determinação da resistência característica da armadura existente, mantendo-se, em qualquer caso,  $\gamma_s$  inalterado relativamente aos seus valores usuais.

Já para o concreto, como a definição de valor característico é relacionada ao controle de qualidade antes da execução e a critérios que não levam em conta as modificações “in situ” na resistência do material, não se poderá lançar mão, diretamente, de algumas das mais importantes recomendações sobre o assunto, em casos de projetos de reforço de estrutura. Assim, a estimativa da resistência característica “equivalente” do concreto existente  $f_{ck,eq}$  deve ser feita através da seguinte expressão, que é, como se poderá concluir em uma simples observação, bem genérica:

$$f_{ck,eq} \approx f_{c0,05} \times \gamma_{c,conv} \times \lambda_{ct0,t} \quad (4.114),$$

onde:

$f_{c0,05}$  é a resistência característica, também para 5% de incertezas, determinada a partir de ensaios de compressão em amostras extraídas da estrutura, em número tal que constituam, efetivamente, um universo representativo da estrutura existente;

$\gamma_{c,conv}$  é a parcela do coeficiente  $\gamma_c$  de minoração da resistência do concreto que considera as incertezas existentes na conversão da resistência do concreto medida em ensaios para a resistência do concreto na estrutura – chamado fator de resistência – e que é bem diferente, no caso de estruturas existentes, se comparado ao adotado para estruturas a projetar;

$\lambda_{ct,t}$  é a expressão resultante do conjunto de dados estatísticos e experimentais que transfiram as resistências encontradas através dos ensaios efetuados nas amostras tiradas da estrutura (tempo  $t_0$ ) para  $t = 28$  dias (idade definidora da resistência característica dos concretos novos), ou seja, é o parâmetro que possibilitará analisar os resultados vindos das amostras como se fossem os da ruptura de cilindros, durante a construção de uma estrutura nova.

Para os materiais de adição, o Código Modelo do C.E.B., baseando-se em dados puramente empíricos, que cobrem apenas um aspecto específico dos materiais a cada tempo, faz as seguintes recomendações para o incremento dos coeficientes de minoração da resistência dos materiais a adotar, a serem consideradas em sistema de envoltório:

- função do controle de qualidade da construção e do projeto da estrutura existente:
  - edifícios antigos com construção empírica, sem cálculo apropriado:  $\Delta\gamma_c = 1,4$ ;
  - projeto informatizado, se não existirem os documentos originais:  $\Delta\gamma_c = 1,2$ ;

- projeto informatizado, existindo os documentos originais de projeto:  $\Delta\gamma_c = 1,1$ .
- função da qualidade das operações de construção e da limitação do controle de qualidade no campo:
  - para os casos de reforço por aumento da seção transversal da peça através da adição de concreto aplicado convencionalmente, com a utilização de fôrmas: (\*)

Nível de controle de qualidade e de inspeção quanto a materiais e execução	Espessura da camada de adição			
	< 100 mm		≥ 100 mm	
	Nível das condições de acesso à estrutura existente para a execução dos trabalhos de reforço			
	Baixo	Normal	Baixo	Normal
Alto	$\Delta\gamma_c = 1,2$	$\Delta\gamma_c = 1,1$	$\Delta\gamma_c = 1,0$	$\Delta\gamma_c = 1,0$
Médio	$\Delta\gamma_c = 1,3$	$\Delta\gamma_c = 1,2$	$\Delta\gamma_c = 1,1$	$\Delta\gamma_c = 1,0$

(\*) Chronopoulos (1994) sugere que, nos casos em que sejam adicionadas argamassas especiais de complementação, com ou sem a utilização de fôrmas, valores indicados no quadro acima sejam majorados em até 50%.

- para os casos de reforço por aumento da seção transversal da peça através da adição de concreto projetado:

Nível de controle de qualidade e de inspeção quanto a materiais e execução	Nível das condições de acesso à estrutura existente para a execução dos trabalhos de reforço	
	Baixo	Normal
Alto	$\Delta\gamma_c = 1,3$	$\Delta\gamma_c = 1,2$
Médio	$\Delta\gamma_c = 1,4$	$\Delta\gamma_c = 1,3$

- para injeção de pequenas fissuras no concreto ( $\omega \leq 5$  mm),  $\Delta\gamma_c = 1,3$ .
- para casos de adição de barras de aço com emenda por soldadura,  $\Delta\gamma_c = 1,2$ .

#### 4.7.4 OS COEFICIENTES $\gamma_n$ DE COMPORTAMENTO DO MODELO DE REFORÇO/RECUPERAÇÃO (REDIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL)

Como os modelos teóricos utilizados para os projetos de recuperação e reforço de elementos estruturais (em particular para o redimensionamento de seções transversais) ainda não estão, em sua grande maioria, plenamente desenvolvidos (ou comprovados), e o que se dispõe, normalmente, é apenas de um conjunto de dados experimentais, o C.E.B. sugere que devam ser feitas certas modificações nas funções de resistência, através da introdução de coeficientes empíricos de correção,  $\gamma_n < 1,0$ .

Estes coeficientes representarão, portanto, uma minoração das capacidades de resistência à flexão, esforço normal, cisalhamento e rigidez da peça estrutural reforçada considerada monolítica, devendo ser entendidos como a relação entre a resistência real e a que existiria se a peça fosse única. Recorrendo ainda ao C.E.B. - Bulletin d'Information n° 162, estabelecem-se os seguintes coeficientes de comportamento, a serem, em qualquer caso, merecedores da mais criteriosa aplicação:

i) para reforços em lajes e vigas:

i.1) para adição de finas chapas de aço (espessura  $\leq 3$  mm) por colagem,  $\gamma_n = 1,0$ , desde que:

- a união seja dimensionada a partir da resistência à tração do concreto;
- adote-se  $\Delta\gamma_s = 1,5$ ;
- o momento fletor resultante das ações a adicionar não ultrapasse a 50% daquele que resulta das ações existentes;
- o esforço cortante resultante das ações a adicionar não ultrapasse a 50% daquele que resulta das ações existentes.

i.2) para adição de barras de aço e aumento da seção transversal com concreto ou argamassa, aplicado manualmente, com ou sem a utilização de fôrmas, sendo  $A_{c,exist}$  a área da seção transversal da peça existente e  $A_{c,ref}$ : a área da seção transversal da peça após o reforço, vem:

- para vigas, sempre que  $A_{c,ref}/A_{c,exist} \leq 1,3$ :
  - $\gamma_{n,M} = 0,8$  (coeficiente de comportamento aplicável a momentos fletores);
  - $\gamma_{n,V} = 0,8$  (coeficiente de comportamento aplicável a esforços cortantes);
  - $\gamma_{n,k} = 0,65$  (coeficiente de comportamento aplicável à rigidez da peça).
- para vigas, sempre que  $A_{c,ref}/A_{c,exist} > 1,3$ :
  - $\gamma_{n,M} = 0,65$ ;  $\gamma_{n,V} = 0,65$ ;  $\gamma_{n,k} = 0,4$ .
- para lajes(\*\*), sempre que  $A_{c,ref}/A_{c,exist} \leq 1,3$ :
  - $\gamma_{n,M} = 1,0$ ;  $\gamma_{n,k} = 0,9$ .
- para lajes, sempre que  $A_{c,ref}/A_{c,exist} > 1,3$ :
  - $\gamma_{n,M} = 0,8$ ;  $\gamma_{n,k} = 0,8$ .

i.3) para adição de barras de aço e aumento da seção com concreto projetado:

- para vigas:
  - $\gamma_{n,M} = 0,8$ ;  $\gamma_{n,V} = 0,8$ ;  $\gamma_{n,k} = 0,65$ .
- para lajes(\*\*):
  - $\gamma_{n,M} = 1,0$ ;  $\gamma_{n,k} = 0,9$ .

(\*\*) Chronopoulos (1994) sugere que, para o caso de reforço de lajes, e desde que o momento fletor resultante das ações a adicionar não ultrapasse 75% do que resulta das ações existentes, a verificação localizada das tensões de aderência entre os concretos novo e velho seja dispensada sempre que o comprimento de ancoragem das novas barras for superior a  $15 \varnothing$ , para o aço CA - 25, ou a  $25 \varnothing$ , para o aço CA - 50.

i.4) para recuperação localizada de seções de concreto, sem que haja lugar a adição de barras de aço ou a aumento da seção transversal de concreto, a capacidade resistente  $R$  da peça deve ser tomada como igual ao menor valor dentre os resultantes da comparação entre  $R_{exist}$  (capacidade resistente da peça não degradada) e  $\gamma_n \times R_{rec}$  (capacidade resistente  $R$  da peça recuperada afetada do coeficiente de comportamento), considerando-se, em termos de rigidez para cálculo da peça,  $k = \gamma_{n,k} \times R_{exist}$ .



i.5) para recuperação localizada através de injeção de fissuras, exclusivamente:

$$\gamma_n = 1,0.$$

ii) em nós ou peças reforçados pela adição de chapas ou bandas de aço exteriores:

$$\gamma_{n,v} = 0,5.$$

iii) em casos de encamisamento de pilares, sendo  $R_{exist}$  a resistência da seção antes da ocorrência do dano,  $\gamma_{n_1}$  o fator que reflete as incertezas na avaliação da resistência e da rigidez da peça existente danificada, e  $\gamma_{n_2}$  o fator que expressa as incertezas quanto às possibilidades de vir a existir alguma contribuição resistente da região danificada (recuperar  $R_{exist,dan}$  até que esta volte a atingir  $R_{exist}$ ):

$$R = (R_{REF} + \gamma_{n_1} \times R_{exist,dan}) + \gamma_{n_2} (R_{exist} - R_{exist,dan});$$

$$k = (k_{REF} + \gamma_{n_1} \times k_{exist,dan}) + \gamma_{n_2} (k_{exist} - k_{exist,dan}),$$

onde, para efeitos de redimensionamento,

$$\gamma_{n_1} = \gamma_{n_2} = 0,75.$$

Para os casos de recuperação localizada e de injeção de fissuras, valem para os pilares os coeficientes de comportamento já sugeridos para as vigas e lajes.

Ainda quanto a redimensionamento de pilares, o grupo de trabalho G.T.G. 21 do C.E.B., reunido em 1993, sugeriu, em texto que ainda vai na sua primeira versão, especificamente para cada tipo de serviço de recuperação/reforço, a adoção dos seguintes coeficientes de comportamento, considerando-se o índice R tanto para M como para N e ainda para V:

- para recuperação apenas com injeção de fissuras:

- $\gamma_{n,R} = 1,0; \gamma_{n,k} = 1,0.$

- para recuperação por reposição das seções originais de concreto e aço:

- $\gamma_{n,R} = 0,9; \gamma_{n,k} = 0,9.$

- para reforço por encamisamento completo da seção, com  $A_{c,tot} < 2 A_{c,exist}$ :

- $\gamma_{n,R} = 0,9; \gamma_{n,k} = 0,9.$

- para reforço por encamisamento completo da seção, com  $A_{c,tot} < 4 A_{c,exist}$ :

- $\gamma_{n,R} = 0,8; \gamma_{n,k} = 0,8.$



# ASPECTOS DA MANUTENÇÃO DAS ESTRUTURAS

## CAPÍTULO 5

### 5.1 ESTRATÉGIAS PARA UTILIZAÇÃO E MANUTENÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Como já referido no Capítulo 1, é bem possível que a década de 1980 venha a ficar lembrada, na história das estruturas de concreto, como “a década da durabilidade”. Dentre os estudos desenvolvidos sob esta égide, esteve incluído, com o destaque merecido e até pouco tempo atrás não reconhecido (não consta da NBR 6118, nem do revolucionário C.E.B. de 1970), o capítulo da manutenção estrutural, talvez a última das intervenções, em termos seqüenciais, de um largo conjunto que, observado sob a ótica da durabilidade, deve principiar já na etapa da concepção.

Assim é que R. E. Rowe (1989), presidente do C.E.B, refere, na prólogo do “Guia para Projeto de Estruturas de Concreto Duráveis”, que todos os envolvidos nas várias etapas do processo de construção devem estar cientes de que “uma estrutura, durante a vida para a qual foi projetada, deve ser utilizada segundo as premissas de projeto e estar sempre sujeita à manutenção mais apropriada”.

Continuando ainda com o C.E.B, o que se justifica pela importância que este organismo vem tendo, em particular na última década, na condução desta nova forma de encarar as estruturas de concreto, mas já agora observando o Código Modelo 1990, vê-se, no item 8.1.3 deste, a primeira menção ao que se passou a chamar “estratégias de utilização e manutenção das estruturas de concreto”, que deverão começar antes mesmo do lançamento da estrutura, ou seja, quando da concepção da mesma, segundo o mais rigoroso entrosamento com os critérios de projeto de estruturas duráveis, incluindo sempre a previsão de um programa adequado e sistemático de inspeções técnicas às diversas peças estruturais.

Assim, conforme o estabelecido no item 8.4.7 do Código Modelo 1990, as estruturas devem ser projetadas, calculadas, detalhadas e construídas sob a consideração do ambiente que as envolve, considerando-se sempre que devam tornar possível, durante a sua vida útil, o desenvolvimento da mais apropriada manutenção, o que implica poderem ser comodamente inspecionáveis. Por outro lado, os pontos mais vulneráveis de cada estrutura devem sempre estar perfeitamente identificados, tanto na fase de projeto quanto na de construção, para que seja possível estabelecer, para estes pontos, um programa mais intensivo de inspeções e um sistema de manutenção particular.

Torna-se clara, então, a necessidade de definir as estratégias de manutenção de cada obra em função da maior ou menor confiança, por um lado, e dos cuidados, por outro, que, quando da própria concepção, a construção – e a estrutura e suas principais peças, em particular – venha a requerer, em termos de utilização.

Considerando este critério, dois grandes grupos classificadores das estratégias de manutenção são de imediato identificados:

- casos em que a estrutura terá, previsivelmente, um só responsável durante toda a sua vida útil, o que geralmente acontece com as chamadas estruturas de grande porte, como as pontes e viadutos, os estádios e ginásios, as galerias subterrâneas (metrô inclusive), estruturas “off-shore”, grandes estruturas industriais e fabris, usinas nucleares e mesmo alguns cais e ancoradouros;
- casos de estruturas para construções em que os proprietários ou responsáveis serão vários, sucedendo-se durante a vida útil delas. Esta é a situação mais comum, particularmente para os edifícios de escritório, e mesmo para os residenciais, em que a análise econômica comporta horizontes previsivelmente curtos, como é compreensível em sistemas de propriedade privada ou de economia capitalista.

Assim sendo, é de se admitir que o ideal seria que tanto experimentalismos como arrojos de concepção e construção ficassem reservados aos primeiros casos, em que será razoavelmente simples implantar uma correta política de utilização e manutenção, que possa inclusive conviver com a pesquisa de novos sistemas de construção ou mesmo com a utilização de materiais de vanguarda.

Para tanto, será necessário que os órgãos diretivos competentes, em nível municipal, estadual e federal, e os proprietários e responsáveis em geral tenham possibilidades para definir a mais adequada política de manutenção, bem como de dispor de pessoal capacitado e devidamente instrumentado para exercê-la com proficiência. Será, para tanto, indispensável zelar pelo patrimônio edificado, prevenindo degradações e até mesmo, em estágios mais avançados, evitando custos sociais tão elevados como, por exemplo, a perda de moradias e até mesmo de vidas humanas, possibilidade a ser considerada nos casos em que a degradação atinge o seu ápice e provoca o colapso de uma estrutura.

Já para os casos em que venham a existir vários proprietários durante a vida da estrutura – que inclui a grande maioria das construções – será mais difícil estabelecer estratégias confiáveis de inspeções e de manutenção, sendo então mais prudente conceber estruturas mais robustas e que sigam, ao máximo, o já estabelecido em códigos e normas, facilitando, na medida do possível, as futuras operações de recuperação.

Deve-se notar que a grande maioria dos comentários deste item trata a questão da manutenção como o capítulo final de uma história que começa pela concepção, ou seja, relaciona-se com estruturas novas. Não será, no entanto, apenas isto, porque o estabelecimento de um processo de recuperação e/ou de reforço estrutural deve sempre visar a melhor exploração das capacidades resistentes ainda disponíveis, ou a possibilidade de extensão da vida útil, e, sendo assim, precisa ser encarado, com os devidos condicionantes, como integrante de uma nova estratégia de inspeções e de manutenção.

## 5.2 O CONCEITO DE MANUTENÇÃO ESTRUTURAL

Independentemente da observação dos conceitos de manutenção como integrados na concepção e construção de uma determinada obra, é possível, e devido, que se observe a manutenção como uma matéria própria. Dentro destes princípios, uma boa definição para manutenção será a constante do British Standards 3811, de 1984, que estabelece ser “manutenção estrutural a combinação de todas as ações de caráter técnico e/ou administrativo que tenham por fim garantir ou restabelecer, para uma determinada estrutura, as condições necessárias para que esta desempenhe, capazmente, as funções para as quais foi concebida”.

Assim, a manutenção pode ser classificada segundo o indicado na figura 5.1.



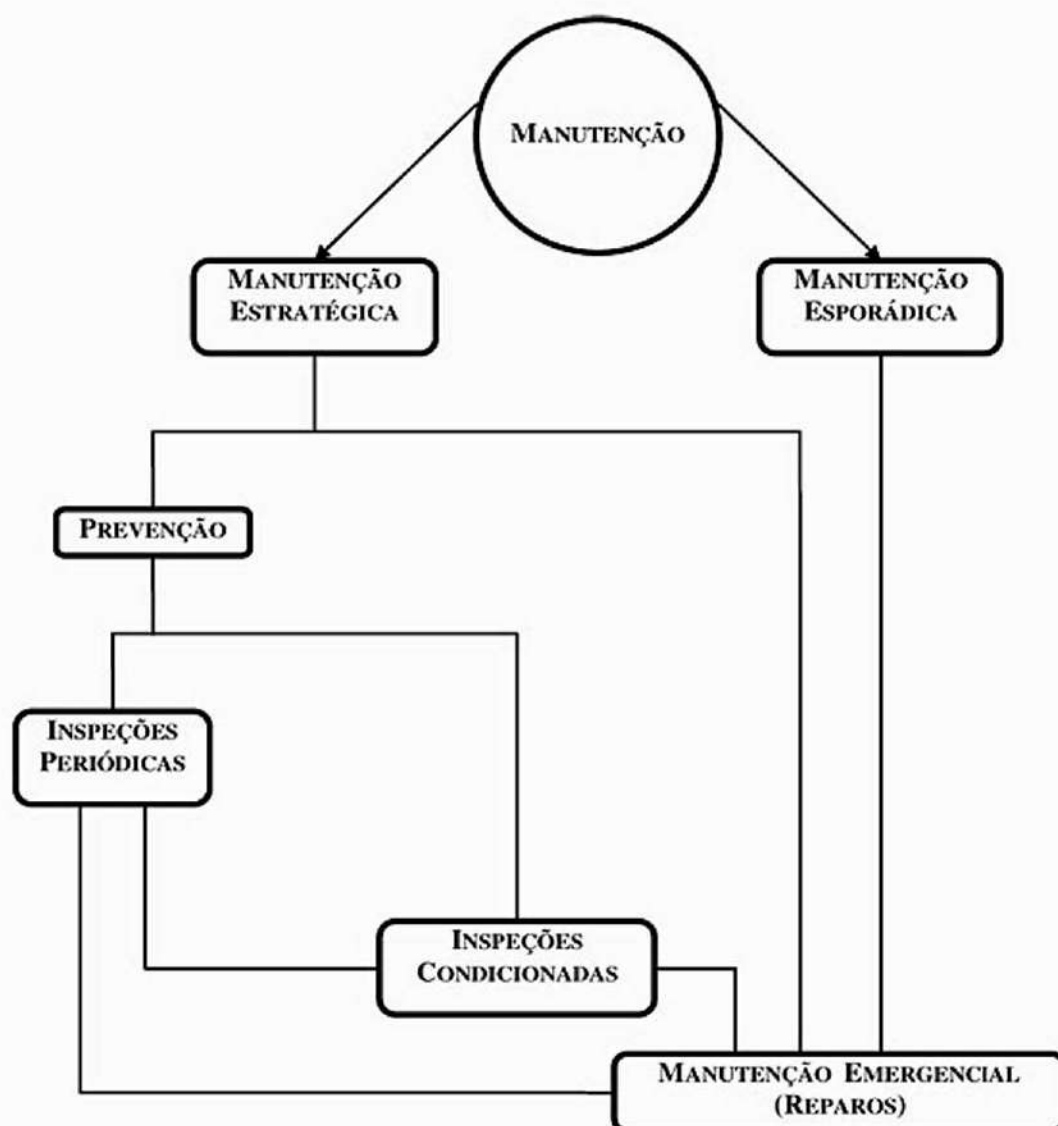


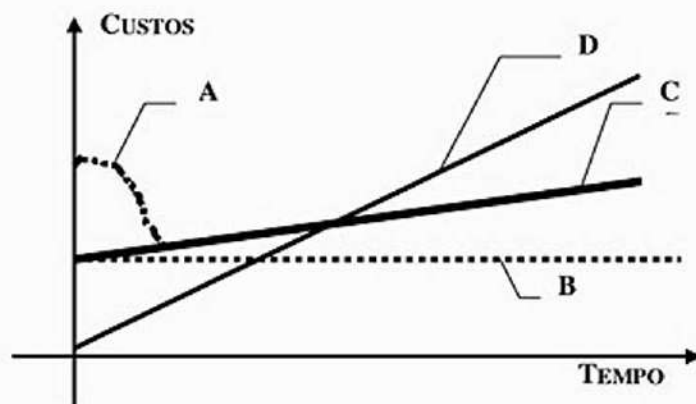
Figura 5.1 - Critérios para manutenção das estruturas

A análise do esquema da figura 5.1 leva à conclusão de que a manutenção estratégica (cadastral) será toda a manutenção que seja planejada, incluindo-se aí a programação das eventuais intervenções corretivas e emergenciais, entendendo-se como tais os casos em que, basicamente, sejam sempre definidos o ritmo e a forma de procedimento, registro e compilação das inspeções técnicas informativas, assim como os sistemas mais intensivos a adotar para o acompanhamento comportamental das partes mais vulneráveis da estrutura, detectadas quando do projeto, da construção, ou mesmo durante serviços anteriores de recuperação.

Por manutenção preventiva entende-se aquela que é executada a partir das informações fornecidas por inspeções levadas a efeito em intervalos regulares de tempo, de acordo com critérios préestabelecidos de redução das probabilidades de ruína ou de degradação da estrutura, visando uma extensão programada de sua vida útil. Poderão ocorrer casos em que as inspeções periódicas sejam complementadas por outras, adicionais, específicas a determinadas peças estruturais que, numa dada inspeção rotineira, tenham demonstrado estar com desempenho prejudicado e passam a condicionar, daí em diante, o ritmo das inspeções, e até, em alguns casos, das recuperações.

Já a manutenção esporádica nasce da necessidade de uma determinada atividade de correção ou de reforço, e não está centrada em nenhum plano de ações pré-determinado.

Os custos com um ou outro sistema de manutenção variam de acordo com a localização geográfica das obras, e, em particular, com o meio ambiente em que estas se inserem, mas, de uma forma geral, observa-se o registrado no gráfico representado na Figura 5.2.



A - Custo de reparação de defeitos originais, de projeto ou construção.

B - Custo fixo de um sistema de inspeções programadas.

C - Custo de um sistema de manutenção estratégica, com base no resultado das inspeções programadas.

D - Custo de manutenção esporádica, sem inspeções.

Figura 5.2 - Custo das várias estratégias de manutenção

É bem verdade que os trabalhos de manutenção não têm o mesmo charme que os de projeto ou de construção original e, talvez por isto, ainda sejam muitas vezes vistos pelos responsáveis como improdutivos e desnecessários. Vê-se, no entanto, com a simples observação do gráfico da Figura 5.2, o tamanho da ignorância ou irresponsabilidade de quem assim procede. Negligenciar com a manutenção é um acumular de deficiências e custos que, a um certo ponto, pode vir a tornar-se insuportável.

Observando todos os dados já considerados, pode-se concluir que qualquer estrutura deverá ser concebida, projetada e detalhada segundo critérios de resistência e durabilidade, requerendo estes últimos, após o devido enquadramento ambiental, a obediência aos seguintes aspectos:

- facilidade na execução;
- definição e execução de um sistema adequado de cadastramento e registro compilativo, e garantia de acesso conveniente para inspeções técnicas, ou, no caso de estruturas não inspecionáveis, como fundações, garantia de execução das mesmas com qualidade ímpar, de forma que não venham condicionar futuras inspeções;
- níveis de qualidade de execução e de manutenção definidos e controlados desde antes da finalização do projeto;
- prévio estabelecimento de uma clara e bem definida estratégia de manutenção.

Os objetivos relacionados serão atingidos sempre que os responsáveis pelo projeto e construção, com o indispensável envolvimento do proprietário, forem capazes de responder, para as diversas peças estruturais a projetar e construir, às seguintes questões:

- qual a maneira mais simples de executá-la?
- como garantir que ela será resistente?
- quanto tempo irá durar?
- é fácil o acesso até lá?
- quanto tempo deve durar?
- como pode ser limpa?
- pode ser substituída?

Admitindo que assim tenha sido, quando a obra entrar em serviço deverá começar a funcionar, em simultaneamente, o “Manual de Utilização e Manutenção”, documento do qual deverão constar, pelo menos, os seguintes elementos:

- considerações básicas sobre o projeto, em especial:
  - • modelo estrutural adotado;
  - • sobrecargas admissíveis.
- materiais utilizados;
- registro de ocorrências durante a construção;
- indicações próprias da estratégia de manutenção:
  - • periodicidade das inspeções;
  - • pontos carentes de maior atenção.

Assim, se a estratégia de manutenção tiver sido definida a tempo e for conscienciosa, certamente será indicada a necessidade de que, desde a fase de projeto, uma estrutura seja convenientemente cadastrada, de modo que se estabeleça o mais conveniente sistema de base de dados ao longo de sua história. Desta forma, os trabalhos de manutenção estratégica de uma dada estrutura contemplariam, pelo menos, as seguintes fases:

- i) cadastramento;
- ii) inspeções periódicas;
- iii) inspeções condicionadas;
- iv) serviços de limpeza;
- v) reparos de pequena monta;
- vi) reparos de grande monta;
- vii) reforços.

O cadastramento da estrutura já construída deverá ser planejado de tal forma que possa ser feito pelo pessoal da engenharia de manutenção da empresa ou do órgão por ela responsável. No caso de pontes e viadutos, rodoviários ou ferroviários, por exemplo, as correspondentes planilhas poderão ser preenchidas pelo pessoal das próprias residências, que completarão o cadastro com as informações do projeto e da construção fornecidas pelos Distritos ou pela Administração Central do Órgão (DERs, Secretarias de Obras, DNER, CBTU, RFFSA, etc.).

Os pontos (ii), (iv) e (v) são supostos como passíveis de, normalmente, virem a ser executados pelo próprio pessoal da engenharia de manutenção, mas os demais irão, em geral, requerer a assistência de especialistas no assunto e a contratação de empresas especializadas na execução deste tipo de obra.

### 5.3 CADASTRAMENTO DAS ESTRUTURAS

O registro das grandes estruturas é fundamental para sua manutenção. Com base no cadastramento da estrutura é possível manter-se um efetivo controle das atividades rotineiras de inspeção, programar e registrar, adequadamente, os reparos ou reforços porventura necessários durante suas vidas.

Alguns órgãos públicos, como o DNER, e a RFFSA, já têm normas e manuais que especificam como as estruturas (Obras-de-Arte Especiais) devem ser cadastradas, mas a quase totalidade das estruturas residenciais, comerciais e industriais não mantém registro referente a sua construção ou manutenção. Na realidade, como não há nenhuma exigência por parte das Normas Brasileiras, e mesmo das Secretarias de Obras (ou de Urbanismo) relativas ao projeto estrutural e ao acompanhamento da construção (histórico montado com base no diário de obra), a maioria dos proprietários ainda não compreende a importância do cadastramento e continua a pensar, como muitos engenheiros, até bem pouco tempo atrás, que as estruturas são eternas e que os trabalhos de manutenção são uma preciosidade acadêmica, um luxo dispensável.

Dependendo da estrutura em consideração, o cadastro poderá ser centralizado no próprio local de utilização (edifícios residenciais, comerciais ou industriais, por exemplo), ou em órgãos habilitados para o controle de várias estruturas (pontes, estruturas “off-shore”, etc.). Para todos estes tipos de obra, no entanto, há elementos cadastrais em comum, que devem ser mantidos em arquivos bem organizados e de fácil acesso. Assim, é imprescindível, para uma boa manutenção, que o cadastro contenha, pelo menos, os seguintes elementos:

- histórico da construção, compreendendo os projetos (arquitetônico, estrutural, de fundações, de instalações, etc.), com todos os seus desenhos, memoriais descritivos e de cálculo e especificações; investigações preliminares (geotécnicas, hidrológicas, ambientais, etc.), programas de execução, diário de obra, relatórios da fiscalização, contratos, registros de alterações, relatórios de ensaios de materiais e de controle de qualidade, etc.;
- intervenções técnicas já realizadas, incluindo, nas devidas proporções, e quando for o caso, toda a documentação descrita para o item acima;
- registro da vistoria cadastral (recebimento da obra);
- registro de vistorias de rotina porventura já realizadas;
- documentação fotográfica e/ou em vídeo.



Além disto, e na maneira do possível, deve ser preparada uma ficha-resumo, contendo os dados básicos da obra, como os relativos a geometria, época da execução, materiais utilizados, ocorrências durante a construção, etc., onde devem também ser claramente anotados quais são os pontos ou locais da estrutura que poderão vir a ter problemas em virtude de falhas de projeto ou de execução, ou mesmo os que sejam considerados como os mais vulneráveis, para que sejam mais cuidadosamente observados quando da realização das inspeções periódicas e até venham a ser objeto de programação de inspeções especiais.

Na vistoria cadastral (ou documento de recebimento da obra), que se segue imediatamente à conclusão da obra, devem ser anotadas possíveis anormalidades observadas, tais como fissuras, flechas excessivas, recalques já estabilizados (ou que ainda estejam em andamento), e outros, que devem ser mapeados e registrados através de desenhos esquemáticos e registros fotográficos, para posterior transcrição para a ficha-resumo do cadastro da estrutura. A vistoria e a ficha-resumo deverão ser realizadas por um engenheiro estrutural que, necessariamente, tenha comprovada experiência no campo da Patologia das Estruturas.

#### **5.4 INSPEÇÃO PERIÓDICA**

A inspeção periódica é elemento indispensável na metodologia da manutenção preventiva. Quando bem executada, é instrumento essencial para a garantia de durabilidade da construção, sendo sua finalidade a de registrar danos e anomalias e de avaliar a importância que os mesmos possam ter do ponto de vista do comportamento e da segurança estrutural. A inspeção periódica deve ser adequada ao tipo de estrutura, podendo mesmo variar, em termos de procedimentos a adotar e de requisitos mínimos necessários, de peça para peça dentro de uma mesma estrutura (caso dos elementos estruturais mais vulneráveis).

A inspeção periódica instrumentada é o procedimento mínimo a ser levado a cabo para todas as estruturas englobadas no segundo grupo classificador da estratégia de manutenção constante do item 5.1, e consiste na consciente programação de uma série de observações de caráter expedito que, ao serem relatadas em formulários adequados à particularidade da obra e ao ambiente envolvente, permitirão, quando for o caso, a tomada imediata das providências necessárias. Estas inspeções, na sua generalidade, poderão ser feitas por pessoal não especializado, desde que conheçam bem a estrutura, sejam bem treinados e equipados, e estejam perfeitamente familiarizados com os formulários a preencher e com os instrumentos a utilizar (binóculo, máquinas fotográficas com “flash” e teleobjetiva, filmadoras, trena, lápis de cera, nível, fio de prumo, esclerômetro, martelo de geólogo, fissurômetro, pacômetro, marreta, ponteiro, aspersor de fenolftaleína, etc.).

Todos os danos e anomalias constatados neste tipo de inspeção devem ser registrados, sendo então as planilhas enviadas para o responsável pelo cadastro e acompanhamento da estrutura, que as analisará e tomará as providências cabíveis. A periodicidade das inspeções variará de acordo com a idade, a importância e a vulnerabilidade da estrutura, ou dos elementos desta. A análise da planilha de inspeção periódica poderá conduzir à caracterização de uma das seguintes situações:

- danos desprezíveis ou inexistência de danos – nenhuma atitude a tomar;
- pequenos danos – originam trabalhos de pequena monta, que poderão ser realizados por pessoal não especializado e, por outro lado, passam a condicionar as inspeções de rotina, ressaltando a observação das peças danificadas;
- danos importantes – originam trabalhos de maior envergadura; embora esses danos possam ocasionar sérios prejuízos à durabilidade e à segurança da estrutura, normalmente levam a trabalhos

que podem ser executados por empresas de pequeno ou médio porte, sob a supervisão de um engenheiro com conhecimento em trabalhos de recuperação;

- danos emergenciais – são casos de grande perigo à segurança da obra, que darão origem à convocação de especialistas ao local para a realização de uma inspeção especial e tomada das providências necessárias;

- alarme – são os casos de ruína iminente, quando então deverão ser tomadas as medidas necessárias para o escoramento parcial ou total da estrutura, ou mesmo para a sua interdição, com imediata convocação de equipe técnica especializada.

Os pontos críticos (mais sensíveis) da estrutura, assim como as anomalias mais comuns, como a seguir se exemplifica, são os elementos que, em conjunto, devem compor a base mínima de observação, registro e mensuração em toda e qualquer inspeção que vise uma correta estratégia de manutenção estrutural:

i) fissuras – ao se observar uma fissura, deve-se marcá-la com um traço contínuo, com tinta duradoura ou lápis de cera, paralelamente a ela e a uma distância de cerca de 10 mm, com uma clara identificação de suas extremidades e da data da observação. Sempre que possível, deve-se marcar um traço perpendicular à fissura no seu ponto de maior abertura, assinalando-se a medida desta abertura, em décimos de mm;

ii) alinhamentos e verticalidades – os alinhamentos podem ser verificados através de uma série de referências fixas e móveis, usando-se fios de aço bem esticados, e as verticalidades podem ser avaliadas com a utilização de fio de prumo;

iii) vestígios de corrosão do concreto e do aço – devem ser sempre anotados, inclusive fazendo-se croquis do local da ocorrência, utilizando-se, sempre que for necessário, marreta e ponteiro, ou até mesmo o pacômetro, que pesquisará o posicionamento e a espessura de cobrimento das armaduras;

iv) estado geral do concreto – devem ser verificadas possíveis falhas devidas a choques, carbonatação, eflorescências, descolorações, deslocamentos, etc., que também devem ser referenciados em croquis elucidativo, usando-se, nestes casos, o esclerômetro e a fenolftaleína;

v) recalques de fundações – são caracterizados por afundamentos do piso no entorno da coluna, fissurações em alvenarias e vigas, desalinhamentos, falta de verticalidade e rotações. Normalmente só podem ser corretamente observados e medidos nas inspeções especiais, com a utilização de aparelhos topográficos. No entanto, qualquer suspeita sobre ocorrência de recalques deve ser motivo de alerta;

vi) deformações permanentes – devem ser medidas e anotadas e, sempre que possível, feitos croquis elucidativos;

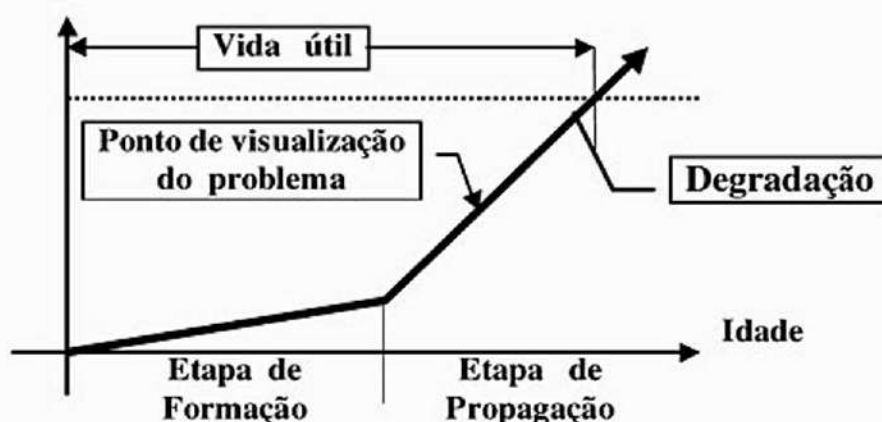
vii) juntas de dilatação – verificar sempre seu estado relativamente à limpeza, à existência de elementos de obstrução, aos alinhamentos horizontais e verticais e às suas aberturas;

viii) aparelhos de apoio – verificar o estado de limpeza, o de conservação (do aparelho e dos elementos em que ele se apóia), os deslocamentos lineares ou angulares excessivos e as restrições ao seu funcionamento;

- ix) articulações – verificar o estado de limpeza, o de conservação e a possível ocorrência de fissuração;
- x) drenagem e escoamento de água – todos os drenos, tubos, juntas de dilatação, articulações, aparelhos de apoio e reentrâncias devem ser mantidos limpos e em condições de escoar a água.

As estruturas de grande porte ou que tenham importância econômico-social, como as englobadas na classificação do primeiro grupo do item 5.1, necessitam de supervisão mais cuidadosa. Além das inspeções periódicas até aqui descritas, tais estruturas exigem ações complementares não tradicionais, mais intensas, a intervalos de tempo mais curtos, requerendo ensaios complementares, como, por exemplo, nível de ataque de cloretos e sulfatos ou mesmo análise a partir de corpos-de-prova, em termos de resistência, permeabilidade, porosidade e petrografia. Estas inspeções devem ser particularizadas para cada obra, devendo ser preestabelecidos, ainda na época de projeto e construção, os ensaios e controles a realizar nas inspeções mantenedoras.

A necessidade de um maior número de análises e ensaios, nestes casos mais importantes, incluindo a extração de amostras representativas do material e de sua degradação, visa justamente evitar que algum dano venha a se implantar indelevelmente na estrutura, sem que as inspeções tradicionais, que necessariamente abordam os registros superficiais das peças estruturais, o possam detectar, o que mais tarde implicaria, pelo menos, trabalho mais custoso de recuperação.



**Figura 5.3** - Conseqüências de uma estratégia de manutenção estrutural baseada apenas em inspeções visuais

Steen Rostam (1991) considera que, em alguns casos, a vida útil da estrutura poderá estar seriamente comprometida se as inspeções a serem feitas se limitarem apenas aos registros com recurso a observação a olho nu, apoiada apenas por meios tradicionais, sem instrumentação adequada, posto que o ponto de identificação visual dos problemas estruturais normalmente ocorre já a meio caminho da etapa de propagação dos mesmos, como se pode observar no esquema genérico mostrado na Figura 5.3.

Será importante, no início de um projeto, de uma construção, ou mesmo na concepção de um plano de manutenção ou de recuperação para uma estrutura antiga, que proprietários, técnicos e utilizadores estejam alertas e conscientes para o fato de que uma política correta de observação sempre implicará menores custos do que aqueles que resultarão de qualquer intervenção de recuperação posterior.

## 5.5 INSPECÇÕES CONDICIONADAS

As inspeções condicionadas devem ser realizadas todas as vezes que as inspeções periódicas indicarem a existência de situações anômalas em determinadas peças estruturais, ou em casos de danos emergenciais ou de alarme, diferenciando-se das inspeções periódicas por obrigatoriamente serem realizadas por pessoal técnico especializado, com a utilização de sofisticada aparelhagem para medições, realização de ensaios especiais, análise de toda a documentação cadastral e emissão de laudo técnico, complementado, se for o caso, pelo correspondente projeto de recuperação ou de reforço (desenhos de execução, memorial de cálculo e especificações). Durante a realização da inspeção especial deverá ser feito um cuidadoso mapeamento das anomalias existentes, ou seja, a representação gráfica do quadro patológico da estrutura, o qual servirá de base para a definição das causas das manifestações patológicas e para o projeto, especificação e quantificação dos serviços de recuperação ou de reforço da estrutura.

O mapeamento deverá se iniciar pela escolha da convenção representativa, ou seja, da simbologia gráfica que será utilizada para identificação e locação das anomalias. Isto feito, o serviço deverá prosseguir com o chamado macromapeamento, que consiste na identificação das anomalias sobre os diversos planos estruturais existentes (andares, tabuleiros, reservatórios, etc.), o que é normalmente feito sobre uma cópia do desenho de fôrmas (planta), sem cotas, complementada pela utilização de cortes, elevações e desenhos de arquitetura (representação de trincas em paredes, por exemplo). O rigor na localização das anomalias é dispensável nesta etapa, mas é importantíssimo que sejam bem caracterizados seus tipos, frequências e extensões, complementando, no que necessário for, o que já constar dos mapas das inspeções periódicas.

Em seguida, e conjuntamente com os ensaios especiais, procede-se ao micromapeamento, isto é, o detalhamento das anomalias, feito em desenhos em escala ampliada para cada elemento estrutural (ou trecho do elemento estrutural) afetado, com locação precisa do seu contorno, medições de abertura de fissuras, etc., de tal forma que a anomalia seja localizada sem quaisquer dificuldades quando da realização dos trabalhos de recuperação ou de reforço estrutural.

Uma sugestão para a representação gráfica de algumas das anomalias mais comuns a que uma estrutura de concreto pode estar sujeita está indicada na Figura 5.4.

No caso da ocorrência de flechas ou deformações excessivas, estas poderão ser medidas e locadas em relação à posição original do elemento estrutural (tomando-se, por exemplo, uma das faces como referência). Caso as anomalias estejam localizadas na face escondida dos planos (lajes e paredes) estruturais, pode-se usar a mesma convenção, mas com linhas tracejadas.



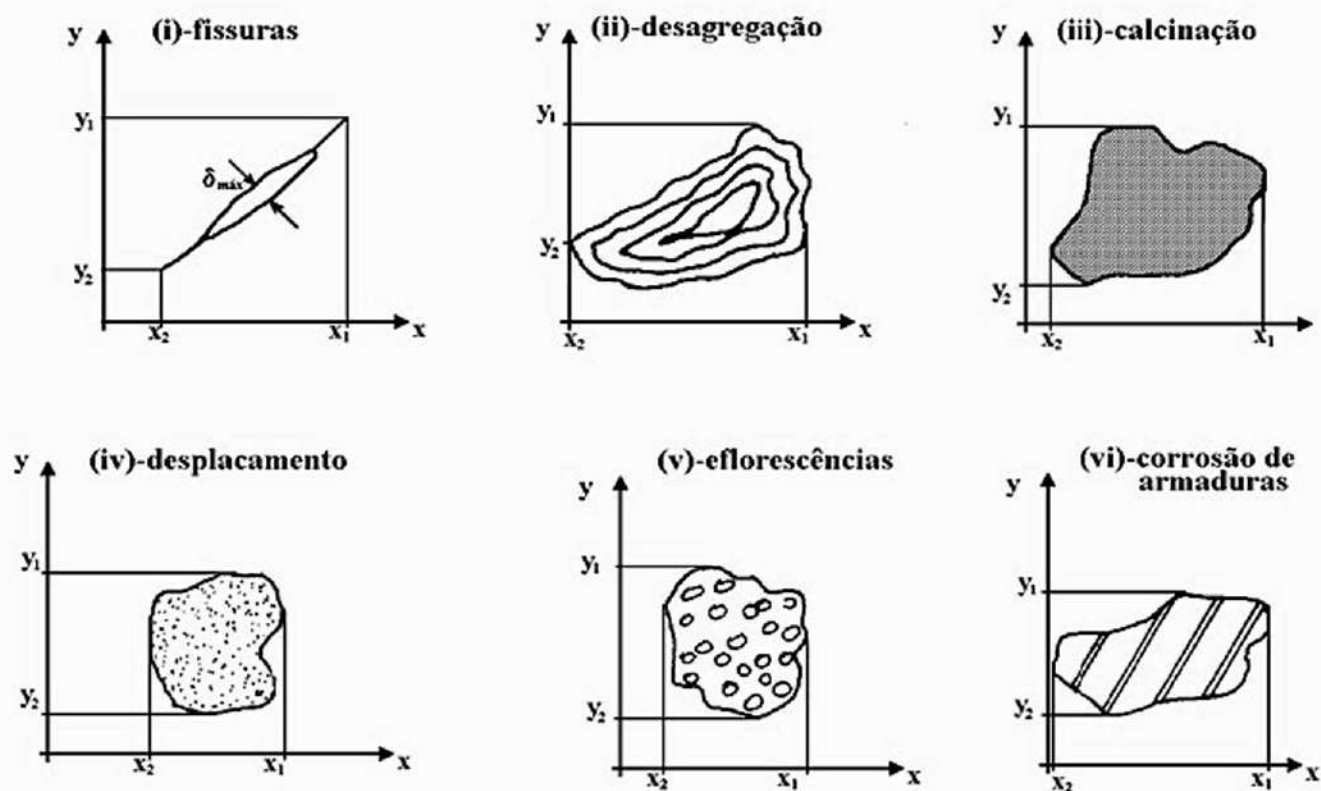


Figura 5.4 - Sugestões para a representação gráfica de anomalias, nos processos de mapeamento<sup>(1)</sup>

Se o processo anômalo a que a estrutura está sujeita for muito forte, é importante verificar, sempre que as condições de segurança o permitirem, se ele está em progressão ou, antes pelo contrário, se permanece estacionário, verificação que deve ser feita sobre a própria estrutura, utilizando-se sensores que podem ser desde simples pastilhas de gesso até alongômetros, “strain-gauges” elétricos de resistência ou aparelhos topográficos de alta precisão.

Como elemento informativo final dos procedimentos de inspeção técnica, cabe referir que o Código Modelo 90 do C.E.B. sugere, para estruturas convencionais de concreto, em condições normais de conservação e sob condições ambientais não agressivas, a seguinte periodicidade para a realização das inspeções:

- para edifícios residenciais e de escritórios: 10 anos;
- para edifícios industriais: 5 a 10 anos;
- para pontes rodoviárias: 4 anos;
- para pontes ferroviárias: 2 anos.

## 5.6 SERVIÇOS de LIMPEZA

Todas as construções devem estar sujeitas a uma bem estabelecida rotina de limpeza, de forma a estender as suas vidas úteis. No caso de estruturas expostas à ação do tempo, ou localizadas em zonas rurais, este serviço se reveste de uma importância ainda maior pelo fato de que resíduos em geral, bem como sementes de plantas, carregadas por pássaros, pelo vento, ou pelas enxurradas, podem ser os agentes causadores de sérios danos à estrutura. As sementes, juntamente com a terra carregada em suspensão pelo vento, ao se

depositarem em juntas de dilatação, articulações ou reentrâncias da estrutura, encontram um ambiente bastante propício para se desenvolverem, havendo a tendência para que suas raízes penetrem no concreto, danificando-o. É bastante comum, por exemplo, se encontrar capim e até mesmo arbustos crescendo junto aos guardarodas, nas juntas de dilatação e até mesmo no vigamento principal de pontes e viadutos.

Além da ação dos agentes naturais, há também que considerar a ação danosa e descuidada dos próprios usuários das estruturas. As marquises dos edifícios e as pontes, por exemplo, estão sujeitas a terem seus drenos entupidos por papéis e por todo o tipo de lixo lançado pelos usuários (além de folhas de árvores carregadas pelo vento), o que provoca o empoçamento das águas das chuvas, que podem causar vários problemas ao concreto, além de sobrecarregar a estrutura.

Desta forma, todas as superfícies da estrutura devem ser mantidas limpas e isentas de poeiras e óleos. Devem também ser removidos limos e vegetações em geral, e os drenos devem estar sempre desentupidos. Todo o pessoal envolvido nos serviços de limpeza deve estar conscientizado dos danos que a água pode causar às estruturas de concreto.

## 5.7 SERVIÇOS DE REPAROS E DE REFORÇOS

Os reparos ou recuperações podem ser classificados em reparos de pequena monta e reparos de grande monta, como já se disse em 5.3. Os reparos de pequena monta são os reparos ocasionais ou de manutenção rotineira, que poderão ser executados, sem maiores problemas, por pessoal próprio de manutenção. São os seguintes os serviços que podem ser assim classificados:

- reparos de partes danificadas dos pavimentos (de pontes, terraços, “playgrounds”, etc.) e de revestimentos (de marquises, terraços sem acesso ao público, etc.), incluindo a remoção do pavimento ou do revestimento danificado;
- selagem de juntas de dilatação com elastômeros;
- modificação da declividade em pisos, no caso em que poças d’água estejam sendo formadas;
- reconstituição de pingadeiras e de pinturas protetoras contra a ação das águas;
- pequenos trabalhos de reconstituição do cobrimento de armaduras que foram expostas por erosão do concreto ou por choque mecânico;
- em pontes, os casos mais simples de nivelamento do aterro nos encontros, para que assim se elimine o choque das rodas dos veículos contra a estrutura, na entrada da ponte, e seu conseqüente efeito dinâmico.

Já os reparos de grande monta podem ser divididos em três grupos básicos: renovação integral do pavimento, revisão da impermeabilização e execução de reparos estruturais.

Os dois primeiros grupos são importantes no sentido de se proteger a estrutura contra a ação abrasiva, contra choques mecânicos e contra a agressão química e biológica (água, gases, etc.). A renovação total de um pavimento implica remoção do pavimento existente, o que pode ferir a impermeabilização da estrutura. Assim, deve-se sempre verificar, antes da colocação do novo pavimento, se a impermeabilização foi ou não atingida.

Os reparos estruturais de grande monta são os já descritos nos capítulos anteriores, sendo, em sua quase totalidade, trabalhos especializados e que só devem ser executados por pessoal técnico qualificado. É conveniente que os trabalhos relativos a qualquer um dos três grupos sejam entregues a empresas especializadas.

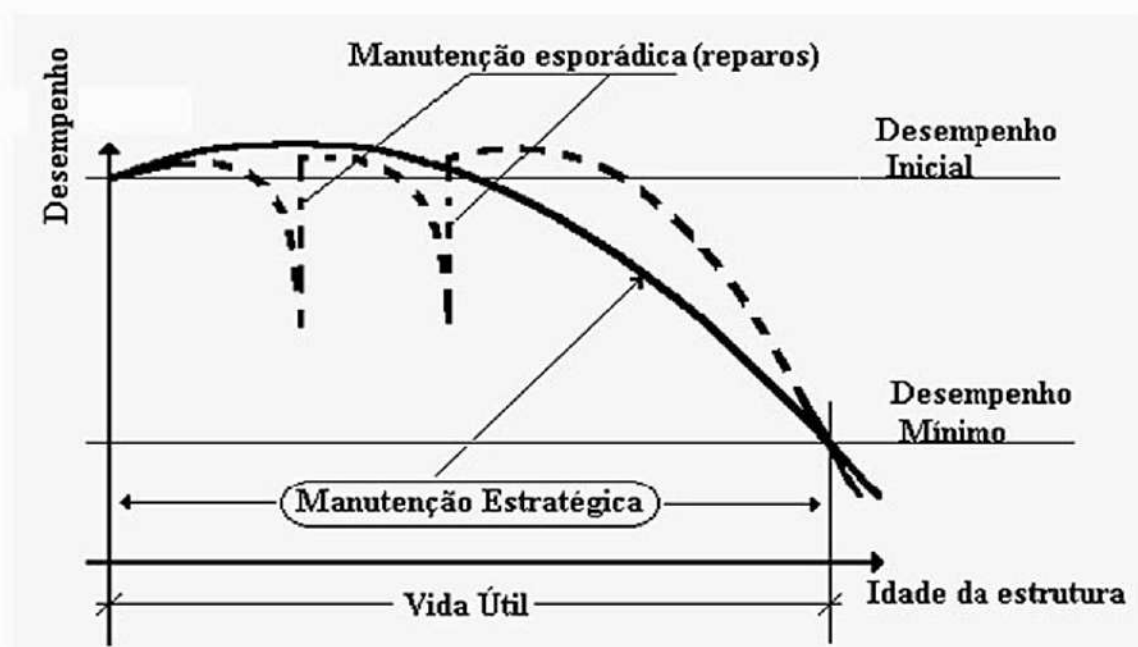
Os trabalhos de reforço, por sua vez, podem se fazer necessários pelas mais diversas razões, tais como a necessidade de aumento da capacidade de carga da estrutura, ou a correção de danos causados quer por agentes externos (choques, correntezas, incêndios, etc.), quer pela deterioração da obra em grau muito elevado. Assim, além de ser absolutamente necessário contar, para sua execução, com pessoal e empresas altamente especializados, é imprescindível que haja um projeto de reforço realizado por engenheiro estrutural familiarizado com este tipo de serviço. As técnicas e os procedimentos para estes serviços foram descritos nos Capítulos 3 e 4.

## 5.8 A DECISÃO DE RECUPERAR OU NÃO

O capítulos anteriores indicaram procedimentos básicos para o estabelecimento de estratégias de manutenção para estruturas de concreto que, nas fases de correção, no entanto, poderiam conduzir à decisão econômica de que não valeria a pena proceder-se à recuperação, sendo justamente este o aspecto que agora passa a estar em discussão.

Independentemente de poder-se chegar à conclusão de que mais vale a substituição de várias peças estruturais por outras, inteiramente novas, a análise factual das inspeções pode levar à decisão técnico-econômica da não intervenção, opção esta normalmente desconsiderada, mas que poderá vir a ser perfeitamente a mais razoável, por exemplo, em situação de danos muito graves, de custos elevados para os trabalhos de reforço e recuperação, ou ainda em casos em que o próprio propósito funcional da estrutura já ficou ou ficará ultrapassado em breve.

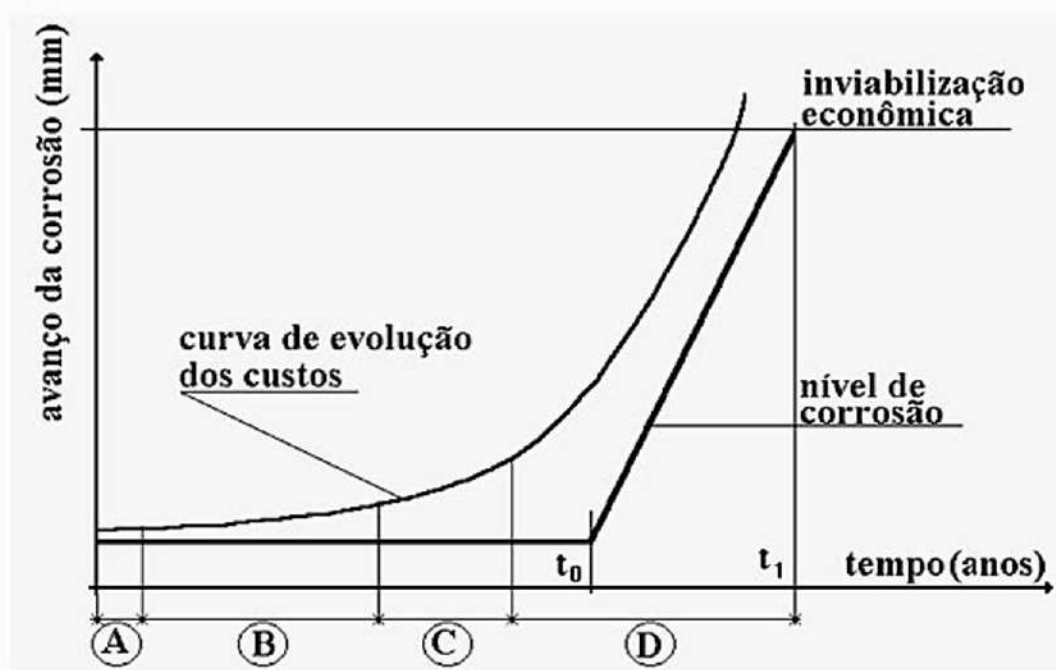
A não intervenção pode representar demolição a curto ou a médio prazo (condicionado, neste caso, ao melhor acompanhamento técnico) ou a utilização da estrutura para outro tipo de função, ou ainda seu uso sob restrições.



**Figura 5.5** - Comparação de desempenhos previsíveis para uma estrutura se submetida a programas de manutenção estratégica e se sob manutenção esporádica e reparações

Como se vê, a avaliação técnico-econômica dos sistemas de recuperação a adotar e a oportunidade (época apropriada) para a execução dos serviços são elementos determinantes para a definição da decisão a ser tomada. Assim, quanto mais apropriada for a política de manutenção, mais fundamentada será a decisão.

As inspeções técnicas e a estratégia de manutenção visam definir como e a que razão uma determinada estrutura está a degradar-se, de forma a estabelecer a necessidade dos eventuais reparos, e quando estes devem suplantar o desempenho inicialmente esperado para a estrutura, e, por fim, para que se mantenha ou até se estenda a vida útil da mesma, como se pode observar no esquema da Figura 5.5.



$t_0$  - idade em que se inicia a corrosão generalizada

$t_1$  - fim da vida útil da estrutura

**Fase A:** Projeto - Construção - Cura.

**Fase B:** Pré-corrosão, com início da carbonatação e ataque de cloretos.

**Fase C:** Evidência de corrosão localizada.

**Fase D:** Corrosão generalizada.

*“Um dólar não gasto para garantir qualidade na fase A será cinco dólares gastos em manutenção preventiva na fase B, ou vinte e cinco dólares para a manutenção corretiva na fase C, ou, por fim, cento e vinte e cinco dólares de recuperação/reforço na fase D.”*

Figura 5.6 - A “Lei dos Cincos”

Em resumo, será sempre fundamental o estabelecimento, no seu devido tempo, de uma correta estratégia de manutenção, ou, quando isto não tiver sido possível, da época apropriada para se levar a cabo as operações de recuperação (veja-se a Figura 5.5), para que não se incorra no erro de maximizar os custos com a manutenção estrutural, como explica De Sitter (C.E.B. – Design Guide for Concrete Durable Structures), na famosa “Lei dos Cincos” (ver Figura 5.6).



## 5.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os problemas de deterioração da estrutura e de seus materiais componentes decorrem, em grande parte, de um projeto inadequado e de uma execução malcuidada, deficiências que, lamentavelmente, ainda se constata serem comuns, provocando a ocorrência de falhas que, fatalmente, resultam na necessidade de recuperação ou de reforço da estrutura (ou até mesmo, em casos extremos, de demolição). Tais falhas são ocasionadas por motivos tão diversos como a inobservância de alguns pequenos detalhes, ou por demasiada ousadia, ou por falta de conhecimento dos materiais de construção, ou pela limitação de custos e prazos, ou até mesmo por negligência ou fraude.

Muitos são, portanto, os problemas que ocorrem nas estruturas e poderiam ser evitados caso se procurasse adquirir um conhecimento básico e antecipado sobre as causas que podem afetar o desempenho das mesmas, pois então se poderia, nas fases de elaboração do projeto e de execução da obra, tomar os cuidados necessários para evitá-las e combatê-las.

O estudo e entendimento das causas, depois do problema patológico instalado, são elementos da maior importância para que a cura da estrutura seja efetivamente alcançada, pois o sucesso e a durabilidade da intervenção dependerão da escolha do método apropriado de combate ao mesmo.

A eficiência do sistema de julgamento e avaliação das causas e das condições gerais de funcionamento da estrutura indicarão se há ou não necessidade de ação imediata, com a utilização de um método emergencial para evitar o colapso da estrutura.

Como já se viu, os métodos que se podem utilizar em trabalhos de recuperação ou de reforço abrangem desde um simples polimento ou enrugamento da superfície até a reposição do concreto deteriorado, com ou sem aumento ou substituição da armadura original. Qualquer que seja o tipo de trabalho a ser executado, implicará a adoção de uma metodologia de procedimento que vise preparar adequadamente a área a ser reparada, assim como a garantir a completa limpeza da superfície receptora do material de reparo. Estes trabalhos, assim como quaisquer outros descritos nos capítulos 3 e 4, devem ser feitos com o maior cuidado e com a estreita observação dos mínimos detalhes, para que não se venha a piorar a situação, ao invés de corrigi-la.

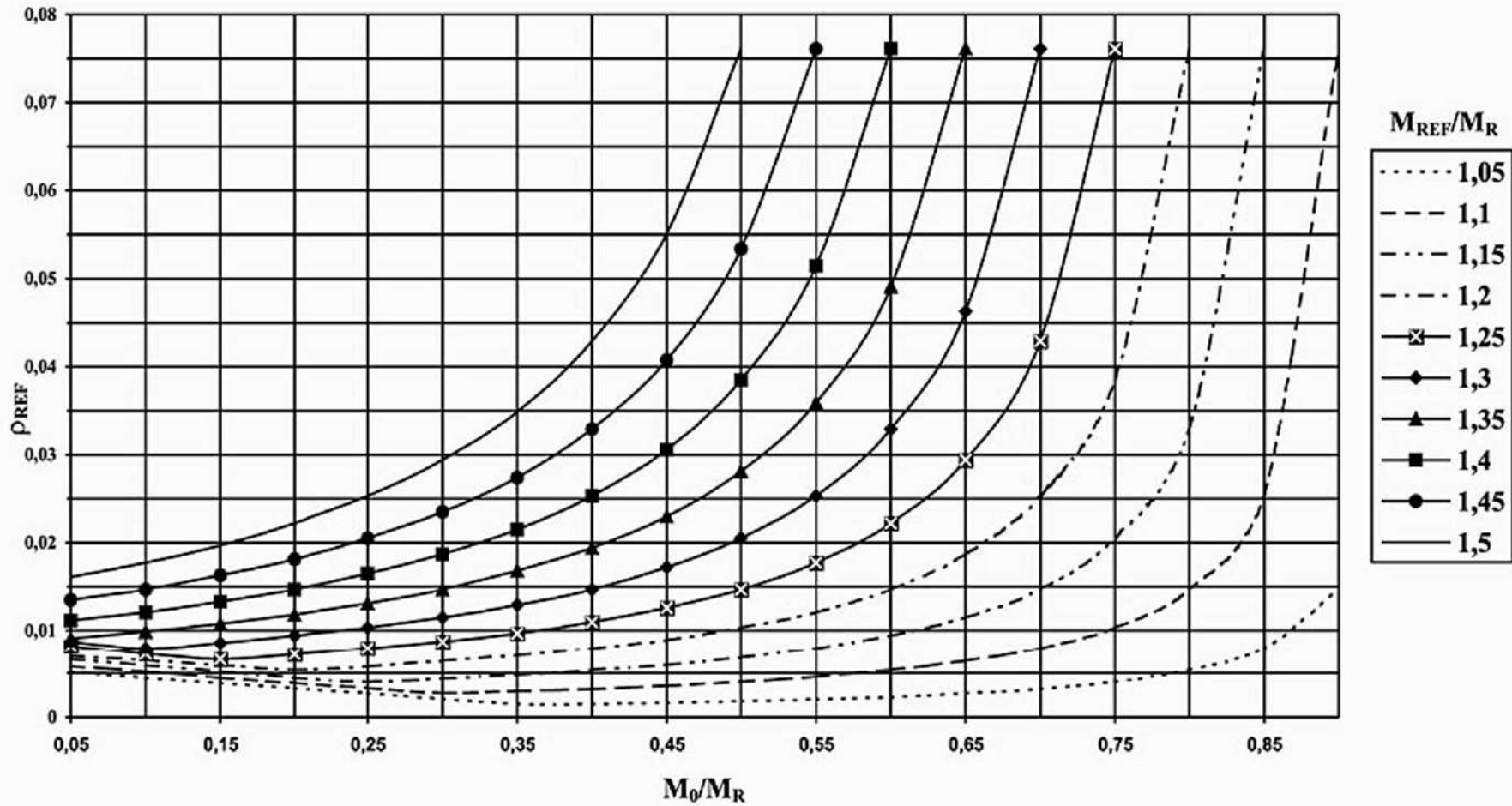
Assim, a saúde de uma estrutura passa por um projeto bem fundamentado, uma execução esmerada e uma manutenção cuidadosa. Segundo Datta (1978), “trabalho de recuperação não é um trabalho agradável de ser feito, mas é essencial e requer muito cuidado”. Esta afirmação mostra-se cada vez mais válida, e deve ser estendida aos trabalhos de manutenção preventivos, que podem evitar ou retardar a necessidade de trabalhos de recuperação ou de reforço das estruturas.



# APÊNDICE

## ÁBACO PARA O DIMENSIONAMENTO DE CHAPAS METÁLICAS COLADAS

Exemplo -  $b=30\text{cm}$   $h=55\text{cm}$   $\rho=0,804\%$



## BIBLIOGRAFIA

1. ADRIOLO, F.R. *Manual de práticas para controle e execução*, PINI, São Paulo, 1984.
2. ALFAIATE, J. *Reforço e reparação de estruturas de betão armado com resinas epoxy e elementos metálicos*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1986.
3. ALLEN, R. Cement and aggregates, in. *Repair of Concrete Structures*, Blackie & Son Ltd., p. 33-37, London, 1987.
4. ALVES, J.D. Ação de sulfatos sobre o cimento, *ANAIS, Colóquio sobre a Durabilidade do Concreto*, IBRACON, São Paulo, 1980.
5. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Application and use of shotcrete*, ACI Compilation n.6, USA, 1982.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, COMITEE 318. *Building code requirements for reinforced concrete and comentary (ACI 318-89 / 318 R-89)*, ACI, USA, 1989.
7. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 440R – 96 – State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, ACI, USA, 1996.
8. ANDO, T.; HOSHIJIMA T.; YAGI, K., Strengthening and Repair of Existing Structures with Carbon Fiber Sheet, *Anais, 5th Japan International SAMPE Symposium*, Tokyo, 1997.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de obras de concreto armado*, NBR 6118/82, Rio de Janeiro, 1982.
10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de obras de concreto armado*, NB 1/60, Rio de Janeiro, 1960.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto projetado - reconstituição da mistura recém-projetada*, NBR 13044/93, Rio de Janeiro, 1993.
12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Efeito de várias substâncias sobre o concreto*, São Paulo, 1968.
13. BASHAM, L. *Shot blasting vertical surfaces*, Concrete Repair Digest, Aberdeen Group, Aberdeen, 1993.
14. BASÍLIO, F.A. *Durabilidade dos concretos*, ed. 2, Associação Brasileira de Cimento Portland, 1972.
15. BAUER, L.A.F. *Estruturas de concreto - patologia*, Falcão Bauer Centro Tecnológico da Construção, São Paulo, 1986.
16. BLEVOT, J. *Pathologie des constructions en béton armé*, ANNALES DE L'ITBTP, Paris, 1974.
17. BRESSON, J. Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures, *Annales de l'ITBTP*, série BBA/116, Paris, 1971.
18. CAIRNS, J.; ZHAO, Z. Behaviour of concrete beams with exposed reinforcement, *Proc. Inst. of Civil Engineers, Structures & Buildings*, n. 99, p. 141-154, London, 1993.
19. CAMPAGNOLO, J.L.; CAMPOS Fo, A.; SILVA Fo, L.C.P. Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas, *Anais, 34ª REIBRAC*, São Paulo, 1995.
20. CAMPOS, E.S.; CASTRO, P.F. Avaliação de produtos usados na colagem concreto/concreto, *Anais, 31ª REIBRAC*, v.2, p. 306-314, São Paulo, 1989.
21. CÁNOVAS, M.F. *Las resinas epoxy en la construcción*, ed. 2, Editorial Dossat, Madrid, 1981.



22. CÁNOVAS, M.F. *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*, Editorial Dossat, Madrid, 1984.
23. CHAUSSIN, R.; FUENTES, A.; LACROIX, R.; PUCHAT, J. *La précontrainte*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1992.
24. CHEUNG, J.S.T. Basic equations for water jet operations, *First Asian Conference on Recent Advances in Jetting Technology*, Singapore, 1991.
25. CLÍMACO, J.C. Avaliação da resistência de aderência entre concretos de idades diferentes, *ANAIS, 31ª REIBRAC*, v.2, p. 315-329, São Paulo, 1989.
26. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign), *Bulletin d'Information n. 162*, Lausanne, 1983.
27. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Model code 90*, Lausanne, 1990.
28. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Durable concrete structures*, ed. 2, London, 1992.
29. CONCRETE SOCIETY. Repair of concrete damaged by reinforcement corrosion, *Concrete Society Technical Report n. 26*, London, 1985.
30. CORDEIRO, T.J.R.B. *Mapeamento de anomalias em estruturas de concreto armado*, Concremat, Rio de Janeiro, 1981.
31. CORDEIRO, T.J.R.B.; COSTA, J.P. Utilização de folha flexível se fibras de carbono pré- impregnadas no aumento da resistência e ductilidade de elementos estruturais de betão armado, *Anais, Jornadas Portuguesas de Engenharia Estrutural*, Porto, Portugal, 1998.
32. COUTINHO, A.S. *Fabrico e propriedades do betão*, v. 1, LNEC, Lisboa, 1988.
33. COUTINHO, A.S. *Fabrico e propriedades do betão*, v. 2, LNEC, Lisboa, 1988.
34. DATTA, D.O.; AGGARVAL, S.L. Maintenance and repair of concrete surfaces, *Indian Concrete Journal*, v. 52, n. 10, p. 260-265, New Deli, 1978.
35. DE SOUZA, V.C.M. *Reforço de elementos estruturais: aspectos de projeto*, Tese apresentada no concurso para professor titular de Estabilidade das Construções, Universidade Federal Fluminense, 1993.
36. DE SOUZA, V.C.M.; SALLES, M.T. Seccionamento de pilares em um prédio de 23 pavimentos em Niterói, Brasil, ocasionado pela ruptura de um muro de contenção, *ANAIS I Congreso Latinoamericano de Patologia de la Construcción, III de Control de Calidad*, Córdoba, 1991.
37. DE SOUZA, V.C.M.; CASTRO, P.F. Ligações em peças pré-moldadas fletidas: estudo da tensão de cisalhamento, *ANAIS 32ª REIBRAC*, Fortaleza, 1990.
38. DE SOUZA, V.C.M.; RODRIGUES, L.C. Inspeção, recuperação e reforço de estruturas de concreto - um caso real, *ANAIS, 31ª REIBRAC*, v.2, p.168-182, São Paulo, 1989.
39. DIAZ, B.E. *Notas de aula de concreto protendido*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1974.
40. EMMONS, P.; THOMAS, J.; VAYSBURD, A., Muscle Made with Carbon Fiber, *Civil Engineering*, Janeiro, 1998.
41. EYRE, J.R. The slant shear testing of bond and repair materials for concrete structures, *Proc. 2nd. Intl. Conference on Structural Faults and Repairs*, p. 141-148, England, 1988.
42. EYRE, J.R.; NOKHASTEHE, M.A. Strength assessment of corrosion damaged reinforced slabs and beams, *Proc. Inst. of Civil Engineers, Structures & Buildings*, v. 94, p. 197-203, London, 1992.
43. FABIANI, B. Lesões em edifícios, *Caderno de Construção IV*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1982.
44. FERREIRA, S.G. A tecnologia da recuperação das estruturas de concreto armado, *Informativo Jatocret Engenharia*, Rio de Janeiro, 1984.

45. FUSCO, P.B. *Fundamentos da técnica de armar*, Grêmio Politécnico, EPUSP, 1975.
46. GHALI, A. Deflection of reinforced concrete members: a critical review, *ACI Structural Journal*, v. 90, n. 4, 364-373, 1993.
47. GUIMARÃES, K.D. *Aspectos tecnológicos dos materiais para recuperação e reforço de estruturas de concreto*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1986.
48. HADDAD, A.N. *Acidentes em estruturas e seus aspectos legais*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1992.
49. HUSSAIN, M. Flexural behaviour of pre-cracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates, *ACI Structural Journal*, v.92, n. 1, 1995.
50. HELENE, P.R.L. Patologia das construções de concreto, *Construção Pesada*, p.112-122, São Paulo, 1981.
51. HELENE, P.R.L. *Corrosão das armaduras para concreto armado*, A Construção, p.107-112, São Paulo, 1984.
52. HELENE, P.R.L.; CINCOTT, M.A. Estudos de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado – contribuição à recuperação e à especificação de construções mais duráveis, *ANAIS, Seminário sobre Durabilidade do Concreto*, IBRACON, São Paulo, 1984.
53. HELENE, P.R.L. *Corrosão em armaduras para concreto armado*, PINI, São Paulo, 1986.
54. HELENE, P.R.L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*, PINI, São Paulo, 1992.
55. HOGNESTAD, E. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, *Bulletin n. 399*, University of Illinois Experimental Station, 1951.
56. INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS (de Souza, V.C.M.; Guimarães, K.D.). *Manual de recuperação de obras de arte especiais*, D.N.E.R., 1990.
57. JOHNSON, R.P. Glued joints for structural concrete, *The Structural Engineer (GB)*, v. 41, n. 10, p. 313-321, 1963.
58. JOHNSON, S.M. *Deterioro, conservacion y reparacion de estructuras*, Editorial Blume, Madrid, 1973.
59. KAMINETZKY, D. *Design and construction failures - lessons from forensic investigations*, McGraw Hill, Inc., New York, 1991.
60. KOGA, M; FUJII, K. "Application of CRS Method – Carbon Fiber Retrofitting System for Concrete Structure" - *7th Technical Research Symposium on Inspection and Repair for Structures*. Tokyo, 1995.
61. KOGA, M.; OHTSU, M. A Retrofitting System for Concrete Structures with CFRP – Sheet and CFRP – Strand – It's Basic Mechanism and Applications, *Anais, '97 Structural Faults and Repair*, Portugal, 1997.
62. LANGENDOCK, T. *Cálculo de concreto armado*, Editora Científica, Rio de Janeiro, 1959.
63. L'HERMITE, R. Renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie par collage, *Annales de l'ITBTP*, n.349, França, 1977.
64. MATTOCK, A.H.; YAMASAKI, J.; KATTULA, B.T. Comparative study of prestressed concrete beams with and without bond, Part I, *Journal American Concrete Institute*, v. 68, n. 2, p. 116-125, 1971.
65. MAYS, G. (ed.) Conclusions, in. *Durability of concrete structures - investigation, repair, protection*, Van Nostrand Reinhold Inc., New York, 1992.
66. MCLEISH, A. Comparisons between the strength of cracked and uncracked columns, *Report n. ST42/78*, Wimpey Laboratories Ltd., Bristol, 1978.
67. MONTEIRO, O.H.A. *Recuperação de estruturas danificadas pelo fogo*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1987.

68. MORAES, A.F. *Técnicas e procedimentos para serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto – aspectos práticos*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1985.
69. MÖRSCH, E. *Teoría y práctica del hormigón armado*, v. 1, G. Gili, Madrid, 1952.
70. MORETTI, P.L.; MONGE, V.H. *Conceitos básicos da tecnologia das resinas epóxi*, Dow Química S.A., Centro de Pesquisa e Desenvolvimento, São Paulo, 1982.
71. MOURA, W.A. *Um estudo da influência de inibidores de corrosão na aderência aço-concreto*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1991.
72. MULLIGAN, W. *Epoxi coated reinforcing bars*, NPCA Inc., New York, 1978.
73. NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*, PINI, São Paulo, 1982.
74. NEVILLE, A.M. Corrosion of reinforcement, *Review Concrete*, p.42-50, London, 1983.
75. NOKHASTEH, M.A.; EYRE, J.R.; MCLEISH, A. The effect of reinforced corrosion on the strength of reinforced concrete members, in *Structural Integrity Assessment*, p. 314-325, Elsevier Applied Science, London, 1992.
76. NOKHASTEH, M.A.; EYRE, J.R. Discussion of analysis of corroded reinforced concrete sections for repair, *Journal of Structural Engineer*, v. 117, n. 12, p. 2634-2636, London, 1991.
77. NORONHA, M.A.A. Considerações sobre a durabilidade do concreto, *A Construção*, p. 41-44, Rio de Janeiro, 1984.
78. OEHLERS, D.J.; MORAN, J.P. Premature failure of externally plated reinforced concrete beams, *Journal of Structural Engineering*, v.116, n.4, EUA, 1990.
79. OEHLERS, D.J. Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits, *Journal of Structural Engineering*, v.118, n.8, EUA, 1992.
80. OWENS, F. *Methods for removing heavy rust stains from concrete surfaces*, Concrete Repair Digest, Aberdeen Group, Aberdeen, 1991.
81. PETRUCCI, E.G.R. *Concreto de cimento Portland*, Editora Globo, Porto Alegre, 1983.
82. RESENDE, S.H. *Tratamento de fissuras em galerias de concreto*, Boletim Sika, Rio de Janeiro, 1983.
83. RICHART, F.E.; BROW, R.L. An investigation of reinforced concrete columns, *Bulletin n. 267*, University of Illinois Engineering Experimental Station, Illinois, 1934.
84. ROBERY, P; INNES, C. – Carbon Fibre Strengthening of Concrete Structures, *Anais, '97 Structural Faults and Repair*, Portugal, 1997.
85. ROCHA, A.M. Recuperação de estruturas, *Revista Estrutura*, p. 61-65, Rio de Janeiro, 1981.
86. RODRIGUES. L.C. *Recuperação e reforço de estruturas de concreto – técnicas de projeto*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1988.
87. ROSTAM, S. *Repair methods*, IABSE, Lisboa, 1989.
88. RUBINSKY, I.; RUBINSKY, A. “An Investigation on the Use of Fiber Glass for Prestressed Concrete”. *Magazine of Concrete Research*. Janeiro, 1954.
89. SÁ, M.A. *Análise da ligação entre dois concretos de idades diferentes – um programa experimental*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1993.
90. SALLES, M.T. *Estudo da ligação concreto novo/concreto velho para aplicação ao reforço de peças fletidas*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1992.
91. SEELEY, I. *Building maintenance*, MacMillan, New York, 1987.

92. SHARIF, A.; AL-SULAIMANI, G.J.; BASUNBUL, I.A.; BALUCH, M.H.; HUSAIN, M. Strengthening of shear-damaged RC beams by external bonding of steel plates, *Magazine of Concrete Research*, v. 47, n. 173, p. 329-334, 1995.
93. SHAW, J. Polymers for concrete repair, in. *Repair of Concrete Structures*, Blackie & Son Ltd., p. 37-52, London, 1987.
94. SHEIKH, S.A.; KOURY, S.S. Confined concrete columns with stubs, *ACI Structural Journal*, v. 90, n. 4, p. 414-431, 1993.
95. SIKA S.A. PRODUTOS QUÍMICOS PARA CONSTRUÇÃO. *Colmatagem de fissuras e colagem de concreto estrutural com adesivos epoxídicos*, Sika S.A., 1980.
96. SILVEIRA, S.S. *Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas coladas com resina epóxi*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1997.
97. SOUZA, R.H.F. *Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal*, Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1990.
98. SUPRENAUT, B. *Equipment for cleaning or preparing horizontal concrete surfaces for repair*, Concrete Repair Digest, Aberdeen Group, Aberdeen, 1990.
99. SUSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*, v. 1, Editora Globo, Porto Alegre, 1981.
100. SWAMY, R.N.; JONES, R.; BLOXHAM, J.W. Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates, *Structural Engineer*, n.65A, London, 1987.
101. TABOR, L.J. The evaluation of resin systems for concrete repairs, *Magazine of Concrete Research*, v. 30, n. 105, p. 221-225, 1978.
102. THOMAS, J.; KLINE, T. Strengthening Concrete with Carbon Fiber Reinforcement, *Concrete Repair Digest*, USA, 1996.
103. THOMAZ, E. Trincas em edificações: causas e mecanismos de formação, *Construção São Paulo*, p. 13-18, São Paulo, 1973.
104. VAN GEMERT, D.; NORREE, F.; ULRIX, E. Stress analysis in epoxy bonded steel-concrete joints, in *Mechanical Behaviour of Adhesive Joints*, p. 433-442, Pluralis, Brussels, 1987.
105. VAN GEMERT, D.; VANDEN BOSCH, M.; LANDANG, C. *Design methods for strengthening reinforced concrete beams and plates*, Katholieke Universiteit te Leuven, Laboratorium Reyntjens, Leuven, 1990.
106. VENEZIANO, D. *Basic principles and methods for structural safety*, Bulletin d'Information n. 112, CEB, Paris, 1976.
107. VROUWENVELDER, T. Codes of practice for the assessment of existing structures, *Anais IABSE Colloquium Copenhagen 1993*, p. 5-16, 1993.
108. YUAN, Y.S.; MAROSSZEKY, M. Analysis of corroded reinforced concrete sections for repair, *Journal of Structural Engineer*, v. 117, n. 7, p. 2018-2034, 1991.
109. ZHANG, S.; RAOOF, M. Prediction of the behaviour of RC beams with exposed reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, v. 47, n. 173, p. 335-344, 1995.
110. ZIRABA, Y.N. et al Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates, *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 6, EUA, 1994.
111. ZIRABA, Y.N. et al Combined experimental-numerical approach to characterization of steel-glue-concrete interface, *Materials and Structures*, n. 28, França, 1995.





## **SOBRE OS AUTORES:**

### **VICENTE CUSTÓDIO MOREIRA DE SOUZA**

Engenheiro Civil (PUC-Rio/71).

Curso de Mestrado em Engenharia Civil com tese defendida sobre quadros espaciais (PUC-Rio/73). Trabalhou durante seis meses em projeto de pesquisa sobre vibrações de estruturas no Building Research Establishment, na Inglaterra (1976). Curso de Doutorado (PhD) na University College London, University of London, com tese defendida sobre vibrações de cascas esféricas (1980). Professor-titular da Escola de Engenharia de Volta Redonda, Fundação Osvaldo Aranha

(1973 / 1974). Engenheiro do DNER (1972 a 1974). Professor do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio (1974 a 1978). Professor-titular de Estabilidade das Construções do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, onde leciona desde 1981, sendo atualmente coordenador deste curso. Pesquisador do CNPq. Co-autor dos livros "Lajes em Concreto Armado e Protendido" (EDUFF / 1994) e "Acidentes Estruturais na Construção Civil - Vol. 1" (PINI / 1996). Autor de vários projetos de pontes e edificações residenciais, comerciais e industriais e de dezenas de trabalhos científicos publicados em periódicos especializados nacionais e estrangeiros e em anais de congressos científicos.

### **THOMAZ RIPPER**

Engenheiro civil com especialização em estruturas pela Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, em 1974, com equivalência concedida pelo Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, em 1987. Professor-assistente do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal Fluminense do Estado do Rio de Janeiro desde 1975, está à disposição do grupo de concretos do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, onde leciona as cadeiras de concreto armado e pré-esforçado i e ii e de estruturas de edifícios. Desde 1979 tem sido responsável pela execução de diversas obras de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado realizadas no Brasil, em Portugal e antigas colônias africanas, em Macau, Hong-Kong e na Malásia. Atualmente reside em Cascais, Portugal, onde desenvolve trabalhos de consultoria, projetos e fiscalização nas áreas de durabilidade dos concretos e cálculo estrutural, reparação e reforço de estruturas, restauro, manutenção e controle de qualidade de construções.

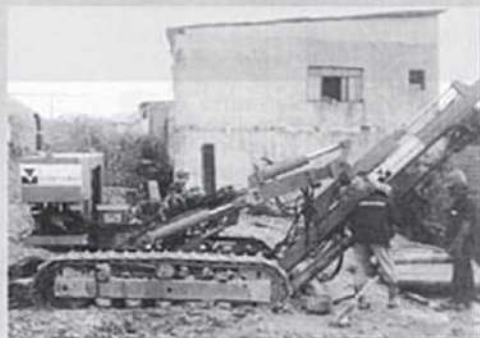
# Empresas Concremat



Museu de Arte Moderna do RJ - Gerenciamento das Obras de Renovação e Modernização



Maracanã RJ - Recuperação e Reforma



Estação Ferroviária Francisco Morato SP - Estacas tipo raiz



Hotel Transamérica SP - Gerenciamento das Obras de Ampliação



Elevado do Joá RJ - Recuperação e Reforço Estrutural



Valeo Térmico LTDA SP - Projeto, gerenciamento e construção em contrato Turn-Key

- Estudos e Projetos • Gerenciamento • Controle da Qualidade e Patologia da Construção • Recuperação e Reforço Estrutural
- Construção Industrial • Turn-Key • Restauro • Reformas • Geotecnia







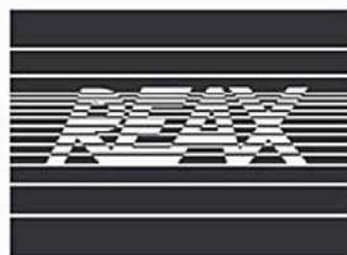
# REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA.

## Fábrica:

Est. São Lourenço, 751 - Duque de Caxias - RJ - CEP: 25243-150  
Tel.: (021) 2676-1265 / Fax: (021) 2676-1804

## Filial:

Av. Leonardo da Vinci, 1.043, Sala 9A, Jabaquara, São Paulo-SP - CEP: 04313-001  
Tel.: (011) 5581-0896 / fax: (011) 5589-9954  
Internet: <http://www.reax.com.br> / e-mail: [reax@reax.com.br](mailto:reax@reax.com.br)



■ Empresa de capital exclusivamente nacional, fundada em 1984, voltada de forma integral à pesquisa, desenvolvimento, fabricação e comercialização de produtos para a construção civil, e também na área de tintas e massas epóxi para os setores marítimo e industrial;

■ A empresa conta com um corpo técnico altamente especializado, com vasta experiência em desenvolvimento tecnológico e engenharia de produtos adequados às necessidades de campo e no apoio à aplicação de sua linha de produtos;

■ O crescimento da empresa, tornando-se líder de mercado em diversos segmentos, é a maior comprovação de sua aceitação pelos clientes;

■ Seu compromisso com a qualidade de seus produtos e serviços a credencia a fornecimentos para empresas como: Petrobrás, Furnas, Eletrobrás, Cemig, Vale do Rio Doce, Itaipu Binacional, Copel, Copasa, Infraero, etc.;

■ Com os ajustes finais de seu Manual da Garantia da Qualidade, em breve a **Reax** estará se habilitando à certificação ISO 9002, credenciando-a para fornecimentos internacionais e integrando-a ao seletivo grupo de empresas que têm como objetivo a obtenção da garantia da qualidade total de seus produtos e satisfação de seus clientes.

## Principais produtos fabricados pela Reax:

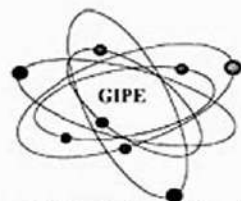
### Divisão de produtos para construção civil

- Aditivos para concreto;
- Produtos para reparo e recuperação estrutural: argamassa polimérica, microconcreto de alto desempenho, adesivos estruturais base epóxi e acrílico, protetores de ferragem;
- Impermeabilizantes;
- Desmoldantes;
- Cura química;
- Grouts;
- Gunites;
- Endurecedores de superfície.

### Divisão de tintas para manutenção industrial, pisos e indústria naval

- Massas;
- Primers;
- Seladoras;
- Vernizes;
- Acabamentos (acrílico, epóxi e poliuretano);
- Pisos autonivelantes epoxídicos;
- Pisos espatulados epoxídicos;
- Solventes.





## GRUPO INTERDISCIPLINAR DE PESQUISA

### O GRUPO

O Grupo Interdisciplinar de Pesquisa – GIPE é o grupo de ação extensionista e de pesquisa do Curso de Mestrado em Engenharia Civil. Este grupo tem caráter multidisciplinar e supra-institucional. É ligado ao Centro Tecnológico da Universidade Federal Fluminense, via referido Curso, cujo objetivo geral é o estudo e a pesquisa dos diversos aspectos sob os quais se apresenta a Produção Civil. O GIPE promove integração sociedade-universidade: oferece cursos, seminários, conferências e presta consultoria nas áreas de Qualidade, Engenharia Civil, Engenharia de Produção, Produtividade e Informática, entre outras. Com o objetivo de realizar projetos que envolvam áreas científicas distintas, o GIPE reúne hoje profissionais de ensino e pesquisa ligados às áreas de Informática, Qualidade, Engenharia de Produção, Educação e Treinamento.

### ATIVIDADES

#### ■ Consultorias e Assistência Técnica

Auxiliar as organizações públicas e privadas na resolução de problemas nas áreas envolvidas com a Produção Civil, ou seja, análise de estruturas danificadas; projeto de reforço de elementos estruturais; estudo de materiais para reforços estruturais; gerenciamento de obras; estudo de canteiro de obras; estudo de técnicas para reforço estrutural, entre outras.

#### ■ Cursos de Extensão

Visam a dois objetivos básicos vinculados à estratégia de ajudar as organizações a se tornarem competitivas no meio mercadológico. O primeiro é de interesse interno ao grupo, ou seja, é um dos principais elementos de nossa ação junto às organizações quando estamos dando consultoria ou assistência técnica. O segundo, possibilitar que o meio externo se recicle profissionalmente, ou seja, é a possibilidade de profissionais, liberais ou não, terem um fórum para receber treinamento sobre os principais e atuais assuntos ligados à Produção Civil.

#### ■ Projetos Integrados de Pesquisa

Visam a três objetivos básicos vinculados à estratégia de transformar a Universidade Federal Fluminense em um centro de excelência. O primeiro é possibilitar ao quadro técnico envolvido direta ou indiretamente com os trabalhos do GIPE a oportunidade de se aprimorarem devido ao contato com novas tecnologias e conceituações teóricas sobre diversos assuntos. O segundo, propiciar o desenvolvimento de novas tecnologias. O terceiro, possibilitar a capacitação dos recursos externos necessários, quer sob a ótica da instituição (melhora de sua infra-estrutura), quer sob a ótica dos pesquisadores (valorização profissional através de vencimentos).









Os professores e engenheiros Vicente Custódio Moreira de Souza e Thomaz Ripper conseguiram, neste livro, com extrema didática, fundir as suas experiências profissionais com a memória técnica das principais Normas voltadas para a durabilidade das estruturas de concreto armado, prestando, deste modo, uma apreciável contribuição para o combate à deterioração precoce das edificações e proporcionando, mesmo para aquelas estruturas com anomalias congênitas, uma recuperação racional, para que elas possam envelhecer com dignidade.

O livro revela a preocupação de seus autores com a identificação da origem das anomalias e que as intervenções sejam executadas de modo a combater as causas das patologias, proporcionando às estruturas ganhos de durabilidade. Os modelos exemplificados abrem um precioso campo para a reflexão, que irá servir como aprendizado e orientação aos profissionais envolvidos com a arte de projetar e de bem construir, reduzindo a incidência de anomalias congênitas e/ou crônicas, correntemente praticadas.

Estas particularidades irão também colocar a obra como livro-texto, entre os muito pouco existentes, para a formação de profissionais competentes na área da engenharia e da arquitetura.

Por tudo isto o livro é uma preciosa fonte de informações para que o homem, com competência, coloque as suas mãos sobre a mão da Natureza, ampliando o ciclo de vida útil das estruturas de concreto armado.

*WALMOR JOSÉ PRUDÊNCIO*

PROJETO DE DIVULGAÇÃO TECNOLÓGICA



Universidade Federal Fluminense  
Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Grupo Interdisciplinar de Pesquisa



CONCREMAT  
ENGENHARIA E TECNOLOGIA S.A.

CONCREJATO  
SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA S.A.



CONTEMAT  
ENGENHARIA E PROJETOS S.A.

