

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DAS CONSTRUÇÕES E ESTRUTURAS**

MÁRCIO PEREIRA SENA

DIAGNÓSTICO E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

São Luís - MA

2014



UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DAS CONSTRUÇÕES E ESTRUTURAS

MÁRCIO PEREIRA SENA

DIAGNÓSTICO E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

São Luís - MA

2014

MÁRCIO PEREIRA SENA

DIAGNÓSTICO E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão como parte das exigências do exame de qualificação para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar

São Luís - MA

2014

Sena, Márcio Pereira.

Diagnóstico e recuperação de estruturas de concreto armado / Márcio Pereira Sena.– São Luís, 2014.

103 f

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2014.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar

1.Patologia. 2.Diagnóstico. 3.Concreto armado. 4.Recuperação. 1.Título

CDU: 624.012.45

MÁRCIO PEREIRA SENA

DIAGNÓSTICO E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão como parte das exigências do exame de qualificação para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil

APROVADA EM ____ / ____ / _____

↓ 10,0
(D(8))

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar (Orientador)
Universidade Estadual do Maranhão - UEMA

Prof. Esp. José Tadeu Moura Serra
Universidade Estadual do Maranhão - UEMA

Prof. Me. Clodoaldo César Malheiros Ferreira
Universidade Estadual do Maranhão - UEMA

DEDICATÓRIA

A minha mãe, pelo incentivo, por acreditar e por ser a maior responsável para realização desse sonho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, por todas as conquistas que tive ao longo dela, pela felicidade, proteção, amor, pelos amigos e, principalmente, pela família que tenho.

Aos meus pais, Joaquim e Sandra, por serem incansáveis para proporcionar meios para que eu pudesse alcançar todos os meus sonhos, pelo amor, pelo apoio e por serem os pais mais maravilhosos que Deus poderia dar a alguém.

Ao meu irmão, Marcelo, e minha prima-irmã, Érica, pela amizade, pelos conselhos, pelo carinho e por estarem sempre presentes quando precisei.

À minha namorada, Camila, pelo apoio, compreensão, paciência, preocupação, por ser minha melhor amiga, por acreditar e estar sempre ao meu lado quando preciso.

A Socorro Naufel e ao Centro Educacional Montessoriano “Reino Infantil”, pela formação, pelos ensinamentos, pelas lições, pela oportunidade e pelo orgulho de ter sido aluno desta instituição.

Ao engenheiro Roberto Ferreira e todos da TAC Transporte e Construções e JGA Mineradora, pela oportunidade, pelos ensinamentos e conselhos dados no período que estagiei nestas empresas.

Aos engenheiros Xavier Lima, José Maria Ximenes, Francisco Neves Regadas Filho, Marco André Mota, Francisco Fraga, ao técnico Elizabeto Rodrigues, ao mestre Antônio Marcos e a todos da São Luís Malls Empreendimentos Imobiliários, pela oportunidade, pelo aprendizado, pela convivência em obra, pela amizade e por cada dica e conselho dado a mim durante o estágio na obra do Golden Shopping Calhau.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Eduardo Aguiar, pelas aulas, pelo incentivo, pela orientação neste trabalho, pelos conselhos e pela amizade ao longo desta graduação.

Aos meus amigos que fiz no curso, em especial a Zila Mascarenhas, Idelgardy da Gama, Romel Braga e José Roberto Guterres, por estarem sempre presentes durante toda essa caminhada, pelo companheirismo, pelos estudos e fim de semanas de trabalhos, pela confiança e amizade.

Aos professores Ronaldo Sérgio, Célio Sardinha, Tadeu Serra, Ivar Hortegal, João Celso, Creso Demétrio, João Aureliano e todos que formam o corpo docente da Universidade Estadual do Maranhão, pelos ensinamentos, pelos conselhos e pelo apoio dado ao longo da graduação.

RESUMO

Em muitos casos, as estruturas de concreto armado passam por processos de degradação muito antes do prazo de vida útil estimado, este trabalho revisa os materiais e técnicas de recuperação e reforço deste tipo de estrutura, abrangendo as fases de projeto, execução e manutenção, comentando desde o diagnóstico sobre o estado da estrutura executado por um engenheiro, além das principais patologias correntes, mecanismos de degradação do concreto e fatores que influenciam na durabilidade do mesmo visando prevenir falhas e adotar técnicas corretas e convenientes de recuperar ou reforçar. São levados em conta os fatores intervenientes, como as tomadas de decisões, a relação custo/benefício do serviço, a avaliação do estado da estrutura por meio de ensaios não destrutivos e também a relevância do assunto no âmbito da construção civil.

Palavras-Chave: Patologia, diagnóstico, concreto armado, recuperação

ABSTRACT

In many cases, the reinforced concrete structures are replaced by degradation processes long before the time of estimated useful life, this paper reviews the materials and techniques of recovery and strengthening of this type of structure, covering the phases of design, implementation and maintenance, commenting since the diagnosis on the state of the structure performed by an engineer, In addition to the main pathologies chains, mechanisms of degradation of the concrete and the factors that influence the durability of the same aiming to prevent failures and adopt proper techniques and convenient to recover or strengthen. Are taken into account the intervening factors, such as decision-making, the cost/benefit of the service, the evaluation of the state of the structure by means of non-destructive tests and also the relevance of the issue in the context of civil construction.

Keywords: Pathology, diagnosis, reinforced concrete, recovery

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fluxograma genérico para a diagnose de uma estrutura convencional	2
Figura 2: Lei de evolução de custos	7
Figura 3: Incompatibilização entre a estrutura e arquitetura	9
Figura 4: Junta de dilatação deslocada	9
Figura 5: Taxa excessiva de armaduras	10
Figura 6: Dimensão máxima do agregado graúdo inadequada	11
Figura 7: Lançamento e adensamento inadequados	11
Figura 8: Acidente na China devido à carga excessiva na ponte	12
Figura 9: Retração no concreto plástico	14
Figura 10: Escoramento mal executado	15
Figura 11: Movimentação de fôrmas	15
Figura 12: Retração no concreto endurecido	16
Figura 13: Reação álcali-agregado	17
Figura 14: Variação volumétrica	18
Figura 15: Fissuração em pilares devido à carga excepcional	19
Figura 16: Fissuração devido à sobrecarga	19
Figura 17: Fissura vertical em silos devido à tração tangencial	20
Figura 18: Pilar com destocamento do cobrimento e apresentando flambagem da armadura longitudinal	21
Figura 19: Fissuras de flexão em uma viga ensaiada em laboratório	21
Figura 20: Fissuras de flexão em teste de carga em viga	22
Figura 21: Esquema de flexão por carga excessiva	22
Figura 22: Fissura em viga causada por cisalhamento.....	23
Figura 23: Fissura em viga causada por torção próximo ao apoio	23
Figura 24: Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com a relação água/cimento	24
Figura 25: Carbonatação condicionada pela fissuração	25
Figura 26: Superfície carbonatada na Biblioteca Benedito Leite em São Luís/MA	26
Figura 27: Célula de corrosão no meio concreto armado	27
Figura 28: Corrosão de armadura	28
Figura 29: Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho C.E.B. - Boletim no183 - (1989)	29

Figura 30: Falha na emenda de fôrma	33
Figura 31: Falta de manutenção no Viaduto do Trabalhador em São Luís/MA	34
Figura 32: Armadura exposta por falta de manutenção no Viaduto do Café em São Luís/MA	35
Figura 33: Limpeza da estrutura de concreto da rodoviária de Araras/SP	37
Figura 34: Limpeza da Ponte JK em Brasília/DF	37
Figura 35: Estrutura com proteção superficial do concreto aplicado	38
Figura 36: Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório	40
Figura 37: Ensaio de arranchamento pelo método <i>pullout</i>	41
Figura 38: Ensaio de esclerometria realizado na Biblioteca Benedito Leite em São Luís/MA	42
Figura 39: Ensaio de ultrassom	43
Figura 40: Ensaio de cravação de pinos	44
Figura 41: Retirada de testemunho	45
Figura 42: Extração de testemunho	45
Figura 43: Preparação da superfície	46
Figura 44: Aspersão da solução de fenolftaleína	46
Figura 45: Ensaio com fenolftaleína	47
Figura 46: Corpo de prova submetido à água do mar aspergido de nitrato de prata	48
Figura 47: Formação de precipitado branco	48
Figura 48: Método eletroquímico	50
Figura 49: Perda da capacidade portante da estrutura sob corrosão	51
Figura 50: Comparação de desempenhos previsíveis para uma estrutura se submetida a programas de manutenção estratégica e se sob manutenção esporádica e reparações	55
Figura 51: Lei dos Cincos de Sitter	56
Figura 52: Procedimentos de preparo do substrato	62
Figura 53: Procedimento de limpeza	63
Figura 54: Demolição parcial da estrutura do Maracanã	64
Figura 55: Selagem de fissura	65
Figura 56: Injeção de fissura	65
Figura 57: Reparo de fissuras por grampeamento	66
Figura 58: Furação para ancoragem de barras	67
Figura 59: Ancoragem de barras à flexão, com enchimento da furação por gravidade	67
Figura 60: Aplicação da ponte de aderência	69

Figura 61: Aplicação da argamassa	69
Figura 62: Esquema de reparo profundo com concreto	70
Figura 63: Esquema da aplicação de concreto em reforço de vigas	72
Figura 64: Reforço generalizado	73
Figura 65: Fôrma escorada em reforço com concreto	73
Figura 66: Reforço em chapas metálicas, só com colagem (à esquerda) e também com chumbamento	74
Figura 67: Reforço por chumbamento de perfis metálicos	74
Figura 68: Chapas metálicas aderidas com epóxi	75
Figura 69: Reforço por chumbamento de perfis metálicos	76
Figura 70: Folha flexíveis de carbono pré-impregnadas	77
Figura 71: Preparação da superfície do concreto do Estádio Fonte Luminosa em Araraquara/SP	78
Figura 72: Aplicação de argamassa epoxídica	79
Figura 73: Aplicação do primer	79
Figura 74: Aplicação da fibra de carbono	79
Figura 75: Aplicação da camada final de resina de recobrimento das fibras	80
Figura 76: Mecanismo especiais de ancoragem e desvio de direção dos cabos	81
Figura 77: Costura de fenda em vigas	82
Figura 78: Inibição de deformações	82
Figura 79: Como elemento provocador de redistribuição de esforços em peças contínuas	82
Figura 80: Aumento da capacidade de carga de uma peça estrutural	83
Figura 81: Criação de apoios adicionais	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental (NBR 6118, ABNT, 2003)	4
Tabela 2: Faixas de agressividade, com base na vida útil das estruturas (adaptado de MEIRA, 2004)	32

LISTA DE SIGLAS

Neste trabalho é apresentada uma variedade de termos e, por isso, esta lista tem finalidade de apresentar claramente o significado destes termos.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

Na₂O: Óxido de Sódio

K₂O: Óxido de Potássio

CO₂: Dióxido de Carbono

pH: Potencial Hidrogeniônico

Fe⁺⁺: Cátion Ferro

O₂ : Oxigênio

OH⁻: Hidroxila

CEB: Comite Euro-International Du Beton

ASTM: American Society for Testing and Materials

CFRP: Carbon fiber–reinforced polymer

SUMÁRIO

RESUMO	IV
<i>ABSTRACT</i>	V
LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS	IX
LISTA DE SIGLAS	X
1. INTRODUÇÃO	1
2. INSPEÇÃO DA ESTRUTURA	2
2.1. Levantamento e análise de dados	3
2.1.1. Classificação analítica do meio ambiente	3
2.1.2. Levantamento visual e medições expeditas da estrutura	4
2.1.3. Estimativa de possíveis consequências dos danos	4
2.1.4. Levantamento detalhado dos sintomas patológicos	5
2.1.5. Identificação dos erros quanto à concepção, execução e utilização	5
2.1.6. Análise do projeto original e dos projetos de modificação	5
2.1.7. Instrumentação da estrutura e realização de ensaios especiais	5
2.2. Diagnóstico	6
3. ORIGEM DOS DEFEITOS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	7
3.1. Patologias geradas na concepção (Projeto)	8
3.2. Patologias geradas na execução (Construção)	9
3.3. Patologias geradas na utilização (Manutenção)	11
4. PRINCIPAIS PATOLOGIAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	13
4.1. Fissuração	13
4.1.1. Fissuração no concreto plástico	13
4.1.2. Fissuração no concreto endurecido	15
4.1.3. Fissuração provocada por esforços em serviço	20
4.2. Carbonatação do concreto	24
4.3. Corrosão das armaduras	26
5. DURABILIDADE DO CONCRETO	29
5.1. Fatores que influenciam a durabilidade das estruturas de concreto	30
5.1.1. Na etapa de concepção	30
5.1.2. Na etapa de execução	31

5.1.3.	Na etapa de utilização	34
5.2.	Manutenção das estruturas	35
5.2.1.	Inspeção periódica	36
5.2.2.	Inspeção detalhada	36
5.2.3.	Serviços de limpeza	36
5.2.4.	Processos de proteção superficial do concreto	38
6.	RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA	39
6.1.	Aspectos decisivos para recuperar ou reforçar	39
6.1.1.	Avaliação do concreto	40
6.1.2.	Avaliação da armadura	49
6.1.3.	Previsão de vida útil residual das estruturas a partir de medidas de taxas de corrosão das armaduras	51
6.1.4.	Estimativa da capacidade resistente residual da peça	52
6.1.5.	Serviços de reparo	53
6.1.6.	Decisão de recuperar ou não	54
6.2.	Recuperação de estruturas de concreto armado	56
6.2.1.	Materiais	57
6.2.2.	Recuperação de danos na estrutura	61
6.2.3.	Demolição do concreto	63
6.2.4.	Tratamento de fissuras	64
6.2.5.	Furação do concreto para ancoragem de barras	66
6.2.6.	Reparos com elementos estruturais	67
6.3.	Reforço de estruturas de concreto armado	71
6.3.1.	Reforço com concreto	71
6.3.2.	Adição de chapas e de perfis metálicos	73
6.3.3.	Utilização de folhas flexíveis de carbono pré-impregandas	76
6.3.4.	Protensão exterior	80
7.	CONCLUSÕES	84
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto armado são as mais comuns utilizadas na Engenharia Civil, deixando para trás outros materiais usados para o mesmo fim como alvenaria, madeira e aço.

Criado em 1849 pelo francês Joseph Monier, o concreto armado é utilizado hoje em edificações, rodovias, pontes, portos, entre outras construções, sendo capaz de resistir aos mais variados tipos de carregamento, sobrecargas e ações da natureza.

Mesmo sendo considerado um material quase eterno, o concreto está à mercê de manifestações patológicas, sejam elas causadas pelo homem ou pelo próprio meio ambiente. E quando estas ocorrem, sua capacidade resistente diminui, fazendo com que sua performance não atenda à finalidade para a qual foi dimensionado.

A maioria das falhas ocorridas em estruturas de concreto armado se originam nas primeiras fases do seu ciclo de produção, quais sejam: Planejamento, Projeto e Execução, somando um total de 70%, em média, nas regiões Sudeste, Centro-Oeste, Norte e parte do Nordeste, como afirma DÓREA (1998).

De acordo com NINCE E CLÍMACO (1996), uma forma eficaz de se buscar a melhoria contínua e a qualidade das obras, prevenir defeitos futuros, aprimorar as técnicas de reparo e reforço, é o amplo conhecimento da evolução e causa dos problemas patológicos das edificações, por meio de levantamento de dados a respeito dos sintomas e de sua origem.

Levando em conta a grande evolução das tecnologias – o aprimoramento de técnicas de observação de estruturas e desenvolvimento de equipamentos – e com o conhecimento atual dos processos e mecanismos destrutivos que agem nas estruturas, é possível diagnosticar com perfeição a maioria das manifestações patológicas e solucioná-las.

Este trabalho mostra como diagnosticar e recuperar ou reforçar estruturas de concreto armado, abordando as principais patologias que ocorrem, como elas se manifestam na estrutura e os métodos mais usuais de recuperação e reforço.

2. INSPEÇÃO DA ESTRUTURA

Ao se verificar a manifestação patológica em uma estrutura de concreto armado, é necessário efetuar minuciosas e experientes observações visuais cuidadosamente planejadas para se poder determinar a real situação na qual se encontra a estrutura, avaliando as imperfeições existentes, suas origens, medidas que serão tomadas e como as mesmas serão executadas para a recuperação ou reforço.

Mas para se saber quais métodos serão adotados, são feitas três etapas para de inspeção: levantamento de dados, análise e diagnóstico. O fluxograma ilustrado na Figura 1 a seguir mostra, de forma genérica, a metodologia para a inspeção de estruturas.

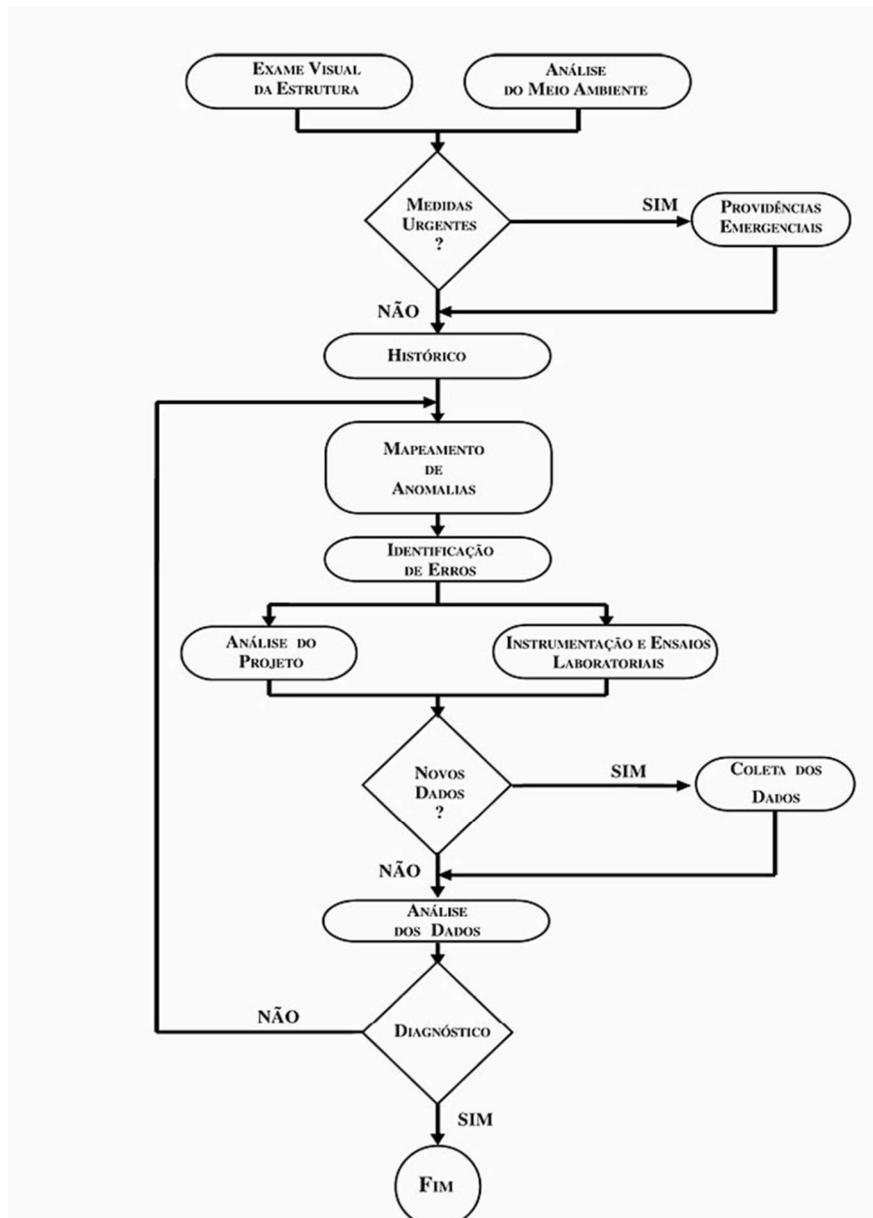


Figura 1: Fluxograma genérico para a diagnose de uma estrutura convencional (SOUZA, 1998)

2.1. LEVANTAMENTO E ANÁLISE DE DADOS

A etapa de levantamento de dados deve ser feita por um engenheiro com experiência e especialização em Patologias das Estruturas capaz de caracterizar se há necessidade de medidas especiais.

Para que se tenha informações suficientes para a análise ser feita de maneira correta, SOUZA (1998) afirma que o levantamento de dados seja feito em sete passos: classificação analítica do meio ambiente, levantamento visual e medições expeditas da estrutura, estimativa das possíveis consequências dos danos, levantamento detalhado dos sintomas patológicos, identificação de erros quanto à concepção, execução e utilização, análise do projeto original e dos projetos de modificações e, por fim, instrumentação da estrutura e realização de ensaios especiais.

2.1.1. Classificação analítica do meio ambiente

Quando se estuda a vida útil de uma estrutura, as condições ambientais são tão importantes quanto suas propriedades mecânicas. Os fatores que influenciam na degradação do concreto são: temperatura, umidade, vento, poluição, agressividade da água, entre outros. O ideal é estudar o efeito sinérgico desses agentes conjuntamente, como afirma LIMA (2005).

Todo empreendimento deve ser projetado respeitando e se adaptando às características da região em que se encontra. Por isso, é necessário verificar o ambiente e como este agride a estrutura. Um grande exemplo é o que acontece em regiões litorâneas como São Luís, Fortaleza e outras cidades praianas, o concreto armado é intensamente atacado por cloretos provenientes das maresias, atingindo rapidamente a armadura e pondo em risco a integridade estrutural. Devido à atmosfera marinha, recomenda-se aumentar o cobrimento para proteção da armadura destes agentes agressivos, verificação do cobrimento das armaduras é uma das primeiras observações que se deve fazer em uma estrutura.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) classifica a agressividade ambiental de acordo com as condições de exposição na qual a estrutura, inteira ou parcialmente, está inserida. Como mostra a Tabela 1.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental (NBR 6118, ABNT, 2003).

2.1.2. Levantamento visual e medições expeditas da estrutura

O engenheiro que estiver fazendo a análise deve fazer visitas *in loco* para realizar observações, algumas medições dos elementos mais importantes e relatar o estado em que se encontra a estrutura.

2.1.3. Estimativa das possíveis consequências dos danos

De acordo com as características apresentadas pelas patologias nos elementos, é possível fazer previsões de como estas vão se comportar com o tempo, ou seja, estimar quais são os danos que provocarão na estrutura. Assim, o engenheiro, com base em experiências anteriores, toma, se necessárias, medidas emergenciais e proteção à estrutura, como por exemplo: escoramento total ou parcial da estrutura, instalação de aparelhos de medição de recalque e deformações, alívio no carregamento das lajes e vigas ou até mesmo interdição do local.

2.1.4. Levantamento detalhado dos sintomas patológicos

Segundo SOUZA (1998), o levantamento detalhado dos sintomas patológicos deve conter documentação fotográfica, medidas de deformações, avaliação da presença de cloretos ou de outros agentes agressores, de carbonatação, medidas de fissuras e de perda de seção em barras de aço, etc.

2.1.5. Identificação de erros quanto à concepção, execução e utilização

Identificar a gênese da patologia implica saber em que etapa ela ocorreu, se foi uma falha de projeto, como um cobrimento insuficiente da armadura, ou uma falha de execução, como formação de ninhos no concreto, ou uma falha na utilização, como uso de cargas superiores às consideradas no cálculo estrutural. Com este conhecimento, tem-se mais fundamentos para saber qual é a terapia adequada e mais em conta na recuperação.

2.1.6. Análise do projeto original e dos projetos de modificações

Analisar os projetos é saber o que se tem na edificação, assim, pode-se determinar se há deficiências na concepção ou no dimensionamento dos elementos estruturais que apresentam manifestações patológicas.

2.1.7. Instrumentação da estrutura e realização de ensaios especiais

Para RIPPER (1998), esse passo compreende:

- 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 análise de dados levará o engenheiro a uma compreensão do estado da estrutura, da origem e desenvolvimento das patologias ocorrentes, identificando se não há mais de um fator gerador da manifestação patológica.

2.2. DIAGNÓSTICO

Após concluir as duas primeiras etapas, o engenheiro analista do caso poderá ter diversas conclusões, e tendo em vista a relação custo-benefício para indicar a viabilidade da medida a ser executada, pode-se chegar a ter casos em que a demolição será a soluções mais viável.

O diagnóstico é contemplado em um laudo técnico completo que deve deixar de maneira clara todos os aspectos da patologia, como: sintomas, mecanismos, origem, causas e consequências, além dos resultados obtidos nos ensaios e investigações.

Para HELENE (1992), um bom diagnóstico se completa com algumas considerações sobre as consequências do problema no comportamento geral da estrutura. De forma geral, costuma-se separar as considerações em dois tipos: as que afetam as condições de segurança da estrutura e as que comprometem as condições de serviço e funcionamento da construção.

3. ORIGEM DOS DEFEITOS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo SOUZA (1998), existem sérias limitações na área do conhecimento, as quais, aliadas às falhas involuntárias, imperícia, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, levam algumas estruturas, considerando as finalidades a que se propunham, a apresentarem desempenho insatisfatório.

De acordo com RIPPER (1998), em relação à qualidade, exige-se que a etapa de concepção garanta a plena satisfação do cliente, facilidade de execução e possibilidade de adequada manutenção. Para a etapa de execução, deve-se assegurar o fiel atendimento ao projeto e para a de utilização, a satisfação do utilizador e a possibilidade de extensão da vida útil da obra.

É certo que as intervenções são mais eficientes e mais eficazes, além de terem menor custo e serem mais fáceis de serem implantadas, quanto mais cedo começarem a ser executadas. A “Lei de Sitter” ratifica essa afirmação em uma progressão geométrica, onde se divide as etapas de construção e de uso em quatro períodos: projeto, execução propriamente dita, manutenção propriamente dita e manutenção corretiva executada após o aparecimento das patologias. Segundo esta lei, mostrada na Figura 2, a cada período será correspondido um custo que segue uma progressão geométrica de razão cinco.

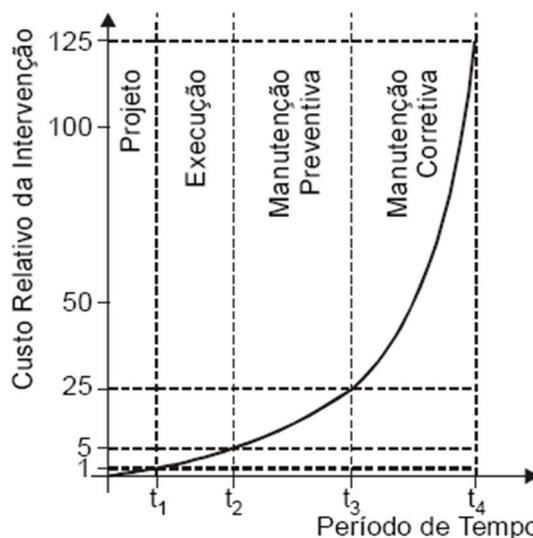


Figura 2: Lei de evolução de custos (SITTER, 1984)

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, como afirma RIPPER (1998).

3.1. PATOLOGIAS GERADAS NA CONCEPÇÃO (PROJETO)

Segundo HELENE (1992), uma elevada percentagem das manifestações patológicas tem origem nas etapas de planeamento e projeto. Geralmente, as falhas de planeamento ou de projeto são mais graves que as de qualidade dos materiais ou de má execução. É aconselhável investir mais tempo no detalhamento e estudo da estrutura que, por falta de previsão, tomar decisões apressadas ou adaptadas durante a execução.

De maneira geral, as dificuldades técnicas e o custo para solucionar um problema patológico originado de uma falha de projeto são diretamente proporcionais à "antiguidade 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 anteprojecto, como afirma SOUZA (1998).

Para HELENE (1992), as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojetos 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, conforme ilustrado na Figura 3;
- especificação inadequada de materiais;
- detalhamento insuficiente ou errado, que causam falhas como mostra a Figura 4;
- detalhes construtivos inexecutáveis;
- falta de padronização das representações (convenções);
- erros de dimensionamento;



Figura 3: Incompatibilização entre a estrutura e arquitetura (SENA, 2014)



Figura 4: Junta de dilatação deslocada (SENA, 2014)

3.2. PATOLOGIAS GERADAS NA EXECUÇÃO (CONSTRUÇÃO)

Embora seja o mais conveniente e lógico iniciar a etapa de execução após a de concepção, é comum ver obras, até mesmo de grande porte, ignorando esta sequência, resultando em ter que fazer adaptações e alterações no projeto em meio à execução, correndo riscos de acabar contribuindo para a ocorrência de alguma falha.

É importante ressaltar uma das particularidades da indústria da Construção Civil, que mais a difere das demais indústrias de fabricação em série, que é o fato de a produção ter

um caráter nômade, ou seja, consiste basicamente em se ter para cada empreendimento, um novo canteiro de obras, que passa por diversas mudanças conforme a fase de produção e de evolução da construção.

“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.”
(RIPPER, 1998, pag. 25)

Para HELENE (1992), as estruturas, os materiais e componentes, em sua grande maioria, têm sua qualidade e forma de aplicação normatizada. Entretanto, o sistema de controle, em nível de construtor, tem-se mostrado bastante falho, e a metodologia para a fiscalização e aceitação dos materiais, não é em regra geral, aplicada, sendo este mais um fator que demonstra a fragilidade e má organização da indústria da construção, assim como evidência a posição subalterna que está ocupada em relação a indústria de matérias e componente.

Assim, é comum as patologias se originarem pela má qualidade dos materiais e componentes, trazendo com conseqüências uma durabilidade menor, presença de agentes agressivos incorporados, dimensões incorretas, baixa resistência mecânica, entre outras.

As Figuras 5, 6 e 7 ilustram patologias comuns de ocorrerem nesta etapa, como: taxa excessiva de armaduras, falta de cobertura das armaduras por dimensões inadequadas dos agregados ou adensamento insuficiente.



Figura 5: Taxa excessiva de armaduras (ZAPLA, 2002)



Figura 6: Dimensão máxima do agregado graúdo inadequada

FONTE: <http://www.blocksys.com.br/infiltracao/concreto-segregado-blocksystem.html>



Figura 7: Lançamento e adensamento inadequados (SENA, 2014)

3.3. PATOLOGIAS GERADAS NA UTILIZAÇÃO (MANUTENÇÃO)

Mesmo que as etapas de concepção e de execução tenham sido executadas corretamente e com qualidade, todas as estruturas podem estar sujeitas a apresentar problemas patológicos ocasionados por uso indevido da edificação ou por falta de uma manutenção adequada.

Para SOUZA (1998), 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:

- 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;
- Pontes: a capacidade de carga da ponte deve ser sempre informada, em local visível e de forma insistente, como o que ocorreu na China em 2012, ilustrado na Figura 8;

“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.” (SOUZA, 1998, pág. 27)



Figura 8: Acidente na China devido à carga excessiva na ponte (REUTERS/China Daily, 2012)

4. PRINCIPAIS PATOLOGIAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Para HELENE (1992), patologia pode ser entendida com a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema.

Dentre todas as manifestações patológicas conhecidas e que mais são comuns de acontecer, destacam-se: fissuração, carbonatação do concreto e corrosão das armaduras.

4.1. FISSURAÇÃO

Para PERDRIX E CARMEM (1992), fissuras são aberturas que acontecem no concreto armado, sendo o caminho mais rápido de penetração dos agentes agressivos até a armadura

De todas as manifestações patológicas, as fissuras são as que mais assustam as pessoas em uma estrutura por causar a impressão de que ela entrará em colapso a qualquer momento. E mesmo sendo causadora de pânico, é a que mais ajuda o engenheiro em uma recuperação, pois indica, precisamente, onde há problemas estruturais.

As fissurações expõem a armadura a risco de corrosão devido a entrada de agentes agressivos e, por isso, a NBR-6118 (NB-1/78), subitem 4.2.2, caracteriza com nociva as fissurações quando a abertura das fendas forem maiores que:

- 0,1 mm para peças não protegidas, em meio agressivo;
- 0,2 mm para peças não protegidas, em meio não agressivo;
- 0,3 mm para peças protegidas;

Segundo RIPPER (1998), a fissuração é um fenômeno tão velho quanto o próprio concreto armado e tem sido motivo de análise por parte de tecnologistas de todos os tempos e talvez por essa razão a fissura seja, atualmente, um dos sintomas mais marcantes das doenças do concreto armado ou massa.

4.1.1. Fissuração no concreto plástico

Nesse caso são fissuras que acontecem no intervalo do lançamento do concreto e o começo do endurecimento do mesmo, algo em torno de 10 min a 2 horas.

Na fase plástica do concreto, as fissuras podem ocorrer devido à retração e ao assentamento plástico.

a) Retração

Causadas por cura e proteção térmica insuficientes, aliadas ao excesso de calor de hidratação, fazendo com que perca água por evaporação no estado fresco. Para aumentar a trabalhabilidade, é comum adicionar-se água ao concreto, a qual não é consumida na reação de hidratação do cimento.

Segundo CARMONA (2013), a água ao evaporar-se deve vencer as forças capilares gerando assim forças de contração na massa. A restrição do encurtamento por uma série de fatores como, por exemplo, o atrito com a base, retração diferencial, rigidez da estrutura etc. provoca as tensões de tração que levam ao aparecimento ou aumento da abertura de fissuras, como mostra a figura 9.



Figura 9: Retração no concreto plástico

b) Assentamento plástico

São provocadas por falhas, que também causam movimentação nas fôrmas, como: mau adensamento do concreto no lançamento, exsudação, escoramento mal executado, retirada do mesmo na sequência errada e outros. As figuras 10 exemplifica um escoramento mal executado e e a figura 11 ilustra a consequência disso.

Para HELENE (1992), o diagnóstico desse caso geralmente acusa que este tipo de fissura ocorre em casos de concretagem simultâneas de pilares, vigas e lajes, com concreto de fluidez elevada e fôrmas não estanques.



Figura 10: Escoramento mal executado (MARQUES, 2013)



Figura 11: Movimentação de fôrmas (MARQUES, 2013)

4.1.2. Fissuração no concreto endurecido

No concreto endurecido, as fissuras surgem em virtude de restrições ao assentamento diferencial dos apoios, à precoce movimentação térmica e à precoce retração do endurecimento.

Os mecanismos que causam esse tipo de manifestação patológica podem ser fenômenos dos tipos físicos, químicos ou térmicos ou mecanismos estruturais.

a) Fenômenos Físicos

Por esse fenômeno ocorre a retração por secagem, como mostra a figura 12, que é causado principalmente pela cura inadequada do concreto, muito comuns em vigas de grandes alturas e lajes e que só surge semanas ou até meses após o lançamento. Este tipo de retração ocorre devido à saída da água da pasta do concreto causando uma retração volumétrica e somente ocorrerá a fissura caso o elemento retraído estiver impedido de tal movimentação.

De acordo com DÉTRICHÉ (1992), outro fator endógeno também favorece a formação das fissuras de retração. Durante a formação da pasta de cimento hidratada, ocorre uma redução do volume dos elementos constituintes, cimento e água. Essa redução é da ordem de 18%, levando ao surgimento de vazios nos interiores das pastas de cimento e também o aparecimento de forças de tração nos capilares.



Figura 12: Retração no concreto endurecido

b) Fenômenos Químicos

Em relação à química, dois tipos de reações expansivas se destacam: reações expansivas com sulfatos e reações expansivas com álcali-agregados.

No primeiro tipo de reação, conforme CARMONA (2000), o aluminato tricálcico do cimento pode reagir com sulfatos solúveis, em uma reação acompanhada com grande expansão,

resultando no composto sulfoaluminato tricálcico. As reações são expansivas e aumentam o volume em cerca de 27%, além de deixarem o concreto atacado com uma aparência esbranquiçada. A deterioração se inicia pelos cantos e arestas, apresentando fissuras ao longo de toda a superfície atingida, semelhante a uma “pele de crocodilo”, como mostra a figura 13.

Já em relação ao segundo tipo de reação, existem minerais presentes em agregados que geram reações expansivas quando em presença dos álcalis do cimento (Na_2O e K_2O), causando fissuras que podem levar a estrutura a ruína. Estas reações acontecem somente em presença de água e quando a porcentagem dos íons de sódio e potássio no cimento for superior a 0,6%.



Figura 13: Reação álcali-agregado

c) Fenômenos Térmicos

As variações volumétricas pelos fenômenos térmicos estão associadas às variações de temperatura interna ou externa à qual a estrutura está sujeita em diferentes fases da sua vida. As fissuras ocorrem, nesse caso, devido à variação sazonal da temperatura e ao calor de hidratação, como exemplifica a figura 14.

O efeito da variação da temperatura, seja ela provocada por um efeito climático ou não, tem grande importância na durabilidade das estruturas de concreto, sobretudo se esta for impedida de se movimentar no sentido da expansão, ou da retração. A variação volumétrica do concreto está ligada ao coeficiente de dilatação térmica. Este coeficiente varia com o tipo de agregado, com o teor da pasta de cimento, com a relação água/cimento e com a idade do concreto, conforme ANGELO (2004). A falta de juntas de movimentação agrava esse quadro.

Em relação ao calor de hidratação, um excesso de compostos com reações exotérmicas provoca alterações na temperatura do concreto nas primeiras horas do lançamento. A velocidade e a quantidade desse calor desprendido estão relacionadas à composição do cimento e à sua finura, ao grau de difusibilidade térmica do agregado e ao modo como se ocorrerá a cura do concreto. A fissuração aparecerá devido à diferença de temperatura interna e externa da peça de concreto.



Figura 14: Variação volumétrica

d) Estruturais

Em casos estruturais, existem duas situações, cargas de projeto e deformação lenta.

No primeiro caso, o uso de sobrecargas que excedem o valor utilizado no dimensionamento da estrutura, cargas excepcionais, como mostrado na figura 15, e cargas cíclicas causam o aparecimento de fissuras assim que a estrutura é carregada. Na outra situação, o uso de concreto de resistência abaixo do solicitado, não atendendo às cargas previstas causam tal patologia, aparecendo cerca de 6 meses após o carregamento, ilustrado na figura 16.



Figura 15: Fissuração em pilares devido à carga excepcional

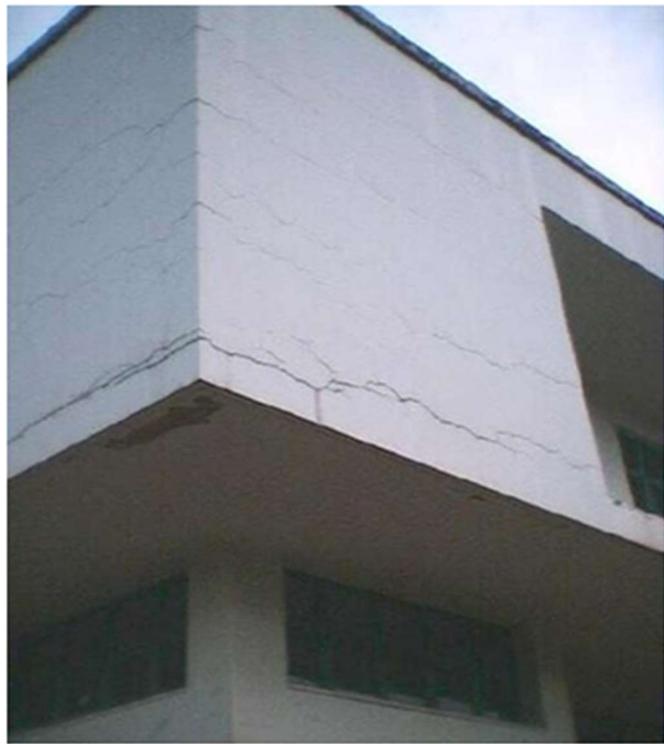


Figura 16: Fissuração devido à sobrecarga

4.1.3. Fissuração provocada por esforços em serviço

Toda carga pode produzir deformações nas estruturas que podem ser consideradas normais, contanto que não comprometa a sua estabilidade e durabilidade.

Para CARMONA (2013), os esforços mais comuns e que levam à fissuração devido a esforços externos aplicados são aqueles que geram tensões de tração, tais como flexão, cisalhamento, punção, torção, alguns casos de protensão e outros.

a) Tração

Ocorre quando a armadura da peça é insuficiente para difusão de cargas concentradas ou quando esta está mal posicionada no projeto e/ou na execução.

A fissuração aparecerá assim que a resistência à tração do concreto for menor que a tensão atuante na seção, ocorrendo perpendicularmente à direção das deformações principais de tração, como na figura 17.



Figura 17: Fissura vertical em silos devido à tração tangencial (CARMONA, 2013)

b) Compressão

Segundo RIPPER (1998), também nos casos em que o esforço predominante é compressivo, seja em situação de compressão simples ou de flexão composta, poderão ser desenvolvidos quadros de fissuração de alguma importância, sempre que as resistências últimas do concreto forem ultrapassadas. Isto é ilustrado na figura 18 abaixo.

Para HELENE (1992), esse tipo de manifestação patológica ocorre devido à má colocação ou insuficiência de estribos, carga superior à prevista, concreto de resistência inadequada ou mau adensamento do concreto.



Figura 18: Pilar com destacamento do cobrimento e apresentando flambagem da armadura longitudinal

c) Flexão

Nesse caso, as fissuras aparecem nas regiões tracionada e segundo HELENE (1992), fissuras de flexão ocorrem devido a sobrecargas não previstas, armadura e/ou ancoragem insuficientes ou armadura mal posicionada no projeto ou na execução.



Figura 19: Fissuras de flexão em uma viga ensaiada em laboratório. Fonte: RIPPER, 1999

Em uma viga ensaiada em laboratório, como nas figuras 19 e 20, dividindo seu comprimento em três terços, as fissuras localizadas no terço médio tendem a ser mais verticais, sendo maiores na face de maior tração e mais finas à medida que ficam mais próximas à linha neutra. Nos outros dois terços, mais próximos dos apoios, as fissuras se inclinam, ficando a 45 ou 60 graus. O esquema da figura 21 ilustra essa situação.

No caso de lajes, as fissuras aparecem na face de cima onde há momento negativo e seguindo a linha de ruptura na face inferior.



Figura 20: Fissuras de flexão em teste de carga em viga

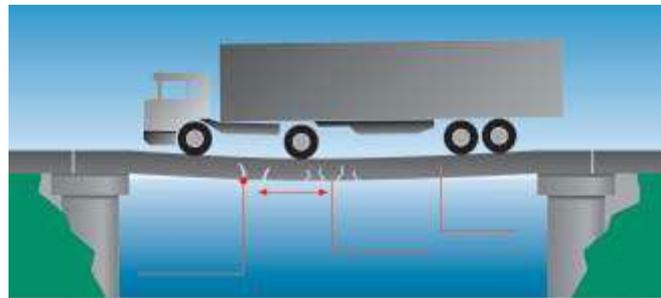


Figura 21: Esquema de flexão por carga excessiva

d) Cisalhamento

As fissuras de cisalhamento puro são perpendiculares às fibras tracionadas, podendo ter início na alma da viga e progredir até alcançarem as duas faces, inferior e superior, sendo que em uma delas estará sendo aplicada a carga, como afirma ÂNGELO (2004).

Para HELENE (1992), fissuras de cisalhamento são causadas por sobrecargas não previstas, estribos insuficientes ou mal posicionados no projeto ou na execução ou por concreto de resistência inadequada. Como mostra a figura 22 a seguir.



Figura 22: Fissura em viga causada por cisalhamento

e) Torção

No caso de torção, essa manifestação patológica aparece próximo ao apoio, onde há a maior tensão. Elas geralmente ocorrem num ângulo de 45 graus de forma simétrica, ou seja, em pares reversos, em faces opostas, ilustrado na figura 23.

HELENE (1992), diz que essa fissuração ocorre devido à desconsideração de torção compartilhada, além de sobrecargas não previstas, armadura insuficiente ou mal posicionada no projeto ou na execução.

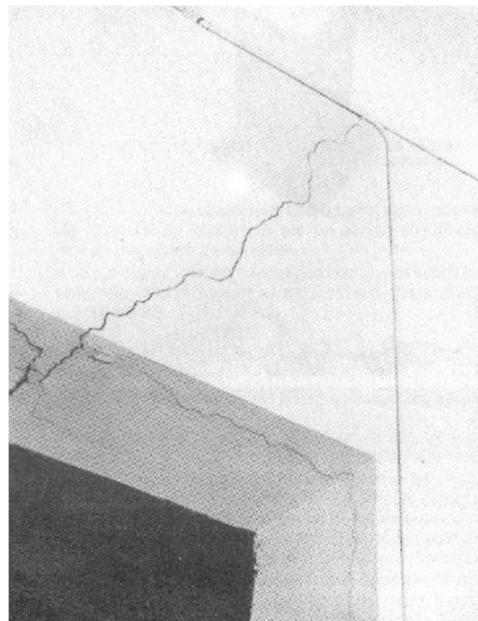


Figura 23: Fissura em viga causada por torção próximo ao apoio

4.2. CARBONATAÇÃO DO CONCRETO

A carbonatação, resulta diretamente da ação dissolvente do anidrido carbônico presente no ar atmosférico, sobre o cimento hidratado, formando carbonato de cálcio e a conseqüentemente reduzindo o pH do concreto para menor que 9. Quanto maior for a concentração de CO₂ presente, menor será o pH, ou, por outro lado, mais espessa será a camada de concreto carbonatada, como afirma RIPPER (1992).

Para SOUZA (1992), 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 CO₂ na atmosfera e da porosidade e nível de fissuração do concreto, a carbonatação pode atingir a armadura, quebrando o filme óxido que a protege (Figura 25), 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 abaixo, como se pode observar na Figura 24.

$$x = \sqrt[n]{k \cdot t}$$

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);

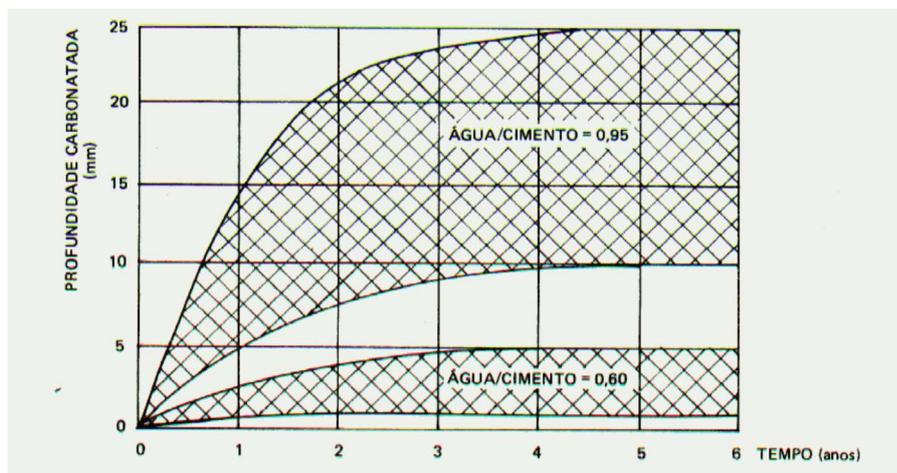


Figura 24: Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com a relação água/cimento

Segundo RIPPER (1998), nos casos em que a abertura das fissuras seja significativa, maiores que 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.

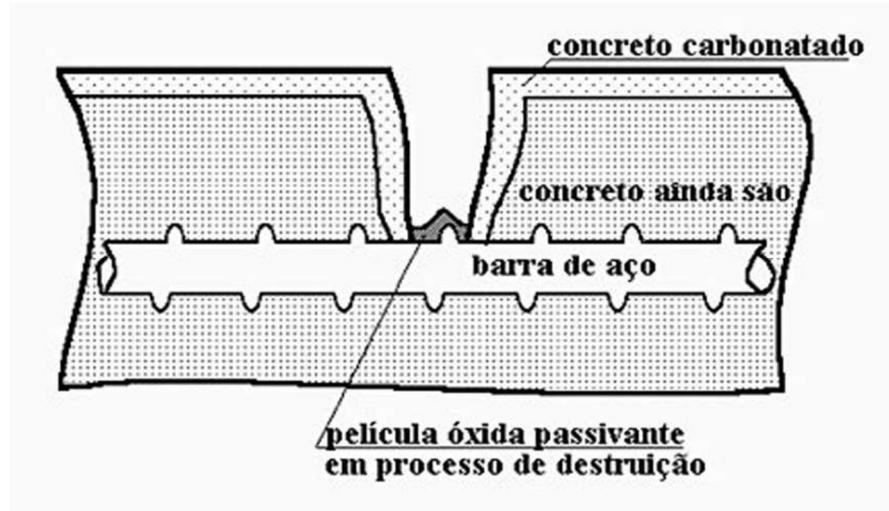


Figura 25: Carbonatação condicionada pela fissuração (RIPPER, 1998)

No caso de concreto estar totalmente saturado, ou seja, sem porosidade, não poderá ficar carbonatado, pois a falta desta impede a propagação do CO_2 . Considera-se o concreto como saturado quando há 0,5 a 1% de volume de água nos poros.

Além disto, deve-se também entender que, num concreto carbonatado, ilustrado na figura 26, 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%, de acordo com SOUZA (1998).



Figura 26: Superfície carbonatada na Biblioteca Benedito Leite em São Luís/MA (AGUIAR, 2010)

4.3. CORROSÃO DAS ARMADURAS

Segundo GENTIL (1987), 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.

Para HELENE (1992), as causas mais comuns para ocorrer corrosão são: concreto com alta permeabilidade e/ou alta porosidade, cobrimento insuficiente das armaduras ou má execução.

Segundo ANDRADE (1992), nos casos das barras de aço imersas no meio do concreto a deterioração das armaduras de aço, 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.

Existem conceitos de alguns autores que esclarecem o processo corrosivo das armações do concreto armado, são eles: oxidação, redução, anodo e catodo.

Oxidação - "é o processo em que ocorre o aumento do número de cargas positivas de um íon, ou processo de combinação de uma substância com o oxigênio, ou seja, uma perda de elétrons" (HELENE, 1996).

Redução - "é o processo em que ocorre a diminuição do número de cargas positivas, ou seja, um ganho de elétrons" (HELENE, 1996).

Anodo - "é o eletrodo onde ocorre a oxidação, em que o metal passa para a solução, sofrendo a corrosão. É o eletrodo negativo" (SILVA, 1981).

Catodo - "é o eletrodo onde há redução dos íons, não havendo aí o processo de corrosão. É o eletrodo positivo" (SILVA, 1981).

“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 (Fe^{++}), com o consequente abandono da barra de aço à carga negativa, instalam a diferença de potencial, como afirma.” (RIPPER, 1998, pág. 66)

Segundo SOUZA (1998), no caso do concreto armado, as regiões de menor concentração de O_2 são as anódicas (ver figura 27). Da combinação do cátion Fe^{++} com os ânions $(\text{OH})^-$ 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.

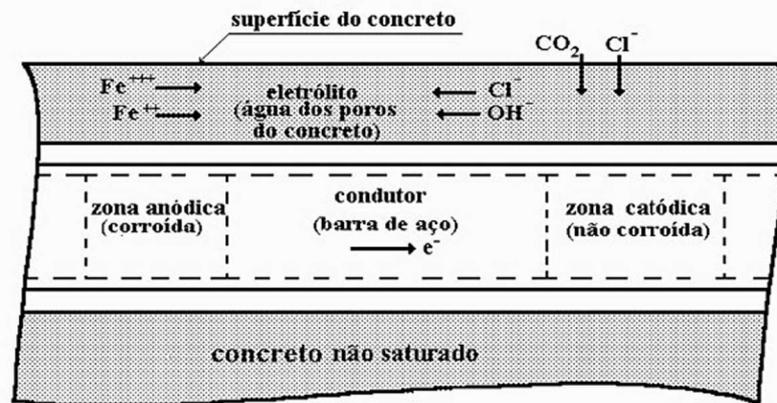


Figura 27: Célula de corrosão no meio concreto armado

A corrosão das armaduras acontece da parte externa para a interna, como na figura 28, ocorrendo uma substituição de aço por ferrugem, diminuindo a área de armadura e, conseqüente, a capacidade resistente da estrutura também. Em função desta troca do aço por ferrugem, ocorrem outros mecanismos de degradação, como: perda de aderência entre o aço e o concreto, desagregação da camada de concreto envolvente da armadura e fissuração, causada por esta desagregação.

Para RIPPER (1998), 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.



Figura 28: Corrosão de armadura

5. DURABILIDADE DO CONCRETO

Segundo SOUZA (1998), entende-se como durabilidade o parâmetro que relaciona a aplicação das características de deterioração do material concreto e dos sistemas estruturais 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.

De acordo com HELENE (1998), a durabilidade das estruturas de concreto armado é o resultado da interação com o ambiente e as condições de uso, operação e manutenção. Portanto, não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura. Uma mesma estrutura pode ter comportamentos diferentes quanto à durabilidade.

Mas para que uma estrutura se torne mais durável, deve-se adotar alguns procedimentos que a assegurem um desempenho satisfatório ao longo de sua vida útil.

Para SOUZA (1998), 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.

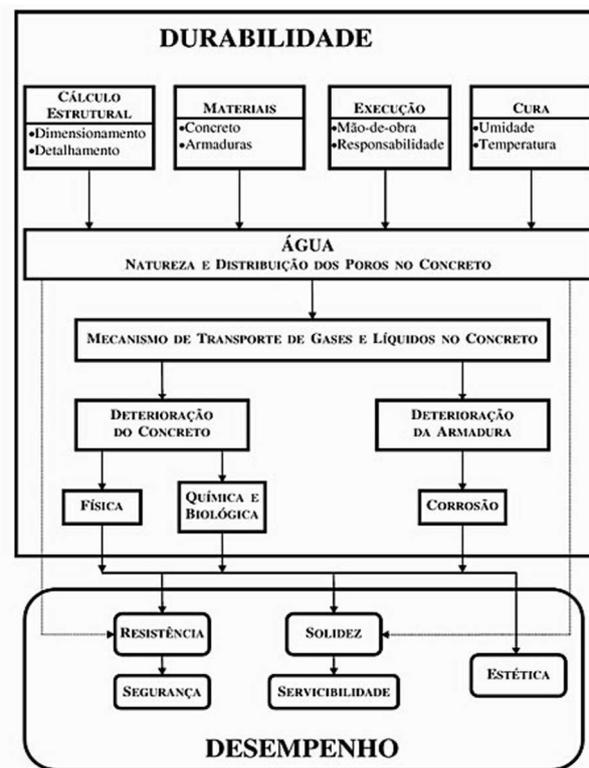


Figura 29: Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho C.E.B. - Boletim n.º 183 - (1989)

Analisando quadro da Figura 29, deduz-se que a ação agressiva do meio ambiente à estrutura, como umidade, chuva, salinidade e outros, e a reação consequente desta são os principais elementos do processo de caracterização da durabilidade do concreto, com a água sendo o elemento principal. Para isso, a etapa de execução deve apresentar uma performance satisfatória, por um período de tempo longo o bastante e com manutenção cujos custos sejam aceitáveis.

5.1. FATORES QUE INFLUENCIAM A DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Na durabilidade do concreto, leva-se em consideração, desde a concepção, execução e até a utilização, as características naturais do local, como o clima, localização, proximidade do mar e o meio ambiente em geral onde o concreto será executado, assim como a permeabilidade e a cobertura das armaduras.

5.1.1. Na etapa de concepção

Para ANDRADE (2005), na concepção do projeto é fundamental que atenda todas as solicitações a que a estrutura será submetida durante a vida útil, questões como durabilidade deve ser bem analisada levando-se em consideração o ambiente a qual a estrutura será submetida.

Segundo SOUZA (1998), 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.

Alguns cuidados determinantes para que uma estrutura de concreto se torne mais durável devem ser tomados na etapa de concepção, a fim de evitar falhas no projeto executivo da obra. Medidas simples como compatibilizar projeto arquitetônico com estrutural e de instalações, estes devem ser feitos detalhados e de fácil leitura, além de dimensionados corretamente.

5.1.2. Na etapa de execução

De acordo com SILVA (2005), muitos problemas encontrados durante o uso das edificações têm sua origem na etapa de execução. Os problemas gerados na execução são devido ao grande número de atividades envolvidas, e grande número de profissionais atuando sem que se faça compatibilização dos trabalhos.

Existem fatores importantes durante a etapa de execução que estão são responsáveis pela durabilidade da estrutura, como cobrimento das armaduras, cura do concreto e permeabilidade no mesmo.

a) Cobrimento das armaduras e cura do concreto

Uma das medidas protetoras mais importante para uma estrutura é o cobrimento das armaduras, pois uma camada de concreto de qualidade aumenta a proteção da estrutura contra a entrada de agentes agressivos. Sua espessura varia de acordo com alguns fatores locais, como o tipo de atmosfera da cidade onde a construção se encontra. Alguns autores recomendam que a espessura das camadas superfície variem entre 10 a 20 mm ou 20 a 40 mm.

No caso de São Luís, a atmosfera é marinha e, segundo LIMA (2005), a zona deste tipo de atmosfera, apesar de não estar em contado com a água do mar recebe uma quantidade considerável de sais, e sofre os ciclos de molhagem e secagem. À medida que a distância da estrutura do mar aumenta a quantidade de sais vai diminuindo.

Já na faixa litorânea da cidade, torna-se zona de respingos, e para LIMA (2005), é a região onde ocorre a ação direta do mar, devido às ondas e aos respingos. Os danos mais significativos são produzidos por corrosão das armaduras pelos íons Cloreto e por erosão, devido às ondas.

A Tabela 2 a seguir mostra medições da quantidade de sais a diversas distâncias da praia.

Faixa de agressividade		Distâncias aproximadas (m)
Nível de agressividade	Vida útil máxima (anos)	
Elevada	Até 3 (cob =10mm) e 17 (cob=20mm)	Até 130
Moderada	Entre 24 (cob=10mm) e 50 (cob=20mm)	Entre 130 e 700
Mínima	Superior a 24 (cob=10mm) e 50 (cob=20mm)	Acima de 700

Tabela 2: Faixas de agressividade, com base na vida útil das estruturas (adaptado de MEIRA, 2004)

Geralmente, as falhas do cobrimento ocorrem devido à heterogeneidade do concreto contido na área causadas por:

- Efeito parede - causado pelo acúmulo de água em uma região da estrutura aumentando a relação água/cimento e fornecendo espaço para formação de compostos de dimensões maiores como os cristais de hidróxido de cálcio e etringita. A região com menor quantidade de sólidos apresenta uma porosidade maior, podendo ocorrer o surgimento de fissuras por acúmulo de tensões, as quais são transferidas de grão em grão aumentando de magnitude ao longo do tempo, quer seja por aumento da carga aplicada, quer seja por retração.
- Segregação - separação dos agregados componentes do concreto causada pelas diferenças de densidade e de relação massa/superfície.
- Fôrma – estas podem ser fabricadas com material que absorvem a água do concreto, assim, retiram as partículas mais finas do cimento, levando-as para superfície constituindo uma área mais densa, como na figura 30;
- Adensamento – a vibração executada de maneira errada faz com que partículas mais finas e bolhas de ar se direcionem para a origem da vibração.



Figura 30: Falha na emenda de fôrma (SENA, 2014)

SILVA (1995) descreve que o objetivo da cura é manter saturado o concreto evitando a secagem prematura até que os espaços preenchidos pela água no concreto sejam reduzidos pelo resultado da reação do cimento com a água. O tempo de cura depende do traço da temperatura do concreto, das condições ambientais, da exposição da estrutura ao ambiente.

A cura do concreto é um fator importante para assegurar a qualidade do seu cobrimento. Sem a cura adequada a camada superficial se torna fraca, porosa, permeável, promovendo a entrada de agentes agressivos para o interior do concreto.

De acordo com HELENE (1986), a cura em lajes não traz dificuldades, pode ser feita preenchendo uma lâmina d'água de 3 cm de espessura ou cobrir com areia úmida, serragem, algodão, recomenda-se o lançamento de água pelo menos 30 dias, evitando o ressecamento, e o aparecimento de dilatação térmica e retração, por secagem. Não tendo condições de usar água potável, podem utilizar membranas impermeáveis de cura obtidas através soluções ou emulsões aquosas de resinas e parafinas que depositam sobre o concreto e impedem a secagem prematura. São eliminadas naturalmente.

b) Permeabilidade do concreto

Para SILVA (1995), a permeabilidade é a propriedade que governa o fluxo do fluido para dentro de um material sólido. O coeficiente de permeabilidade, o vapor de água e gases são menores que o da água, e a medida do coeficiente no concreto geralmente é feito com água.

No concreto, há poros de ar de dimensões maiores causados por falhas na etapa de execução, já na pasta de cimento, a porosidade pode ser de gel e de capilares, sendo de dimensões menores.

A porosidade de maiores dimensões é a que mais afeta a durabilidade do concreto, e a secagem da pasta de cimento aumenta a permeabilidade devido à retração causando fissuras.

Segundo SILVA (1995), a redução do fator a/c reduz a permeabilidade do concreto, mas deve ter atenção à compactação e cura do concreto. Para fator a/c acima de 0,6 aumenta bastante a permeabilidade do concreto favorecendo o transporte de substâncias nocivas para o interior do concreto.

5.1.3. Etapa de utilização

A falta de conhecimento sobre agentes agressivos que atuam na estrutura de concreto como no caso de exposição a umidades por muito tempo e aplicação de produtos prejudiciais ao concreto e às armaduras podem gerar graves problemas na mesma, podendo pôr em risco todo o trabalho executado nas etapas de projeto e execução. Uma manutenção periódica pode diminuir consideravelmente os custos com reparação, mas é muito comum se ver que isso não é feito. Muitas obras públicas sofrem com esse descaso, como mostram as figuras 31 e 32, principalmente obras de artes especiais como pontes e também viadutos, que após a sua construção, raramente recebem algum tipo de tratamento para prolongar sua vida útil. A utilização incorreta pode acarretar problemas sérios nas estruturas e quando isso é aliado à falta de compromisso das gestões públicas pode gerar situações de riscos aos usuários.



Figura 31: Falta de manutenção no Viaduto do Trabalhador em São Luís/MA
FONTE: Jornal Pequeno, 2013



Figura 32: Armadura exposta por falta de manutenção no Viaduto do Café em São Luís/MA
 FONTE: Jornal Pequeno, 2013

5.2. MANUTENÇÃO DAS ESTRUTURAS

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, como afirma SOUZA (1998).

Uma boa programação de manutenção sugere definir metodologias de operação, controle e execução de uma edificação, além de fazer uma análise de custo/benefício desta.

Para RIPPER (1998), em termos de manutenção fica clara a corresponsabilização, 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.

Assim, é evidente que se precisa definir estratégias de manutenção levando em conta dois grandes grupos classificadores, os casos em que a estrutura terá, previsivelmente, um só responsável durante toda a sua vida útil e os casos em que os proprietários serão vários ao longo da vida útil da estrutura. A primeira situação ocorre em estruturas de grande porte, geralmente de uso público, como pontes, viadutos, estádios de futebol, estações de metrô, grandes indústrias e etc. Já a segunda situação é mais comum, como em edifícios empresariais e residenciais.

Uma manutenção preventiva é feita a partir de informações coletadas em inspeções em certos intervalos de tempo, semelhante às revisões feitas em automóveis a cada dez mil

quilômetros rodados, de acordo com critérios previamente estabelecidos de diminuição das probabilidades de ruína da estrutura, objetivando aumentar sua vida útil.

5.2.1. Inspeção periódica

A inspeção periódica é um elemento importante e indispensável na manutenção preventiva, pois é de grande importância para a garantia da durabilidade da construção.

Seu objetivo é fazer registros de danos e de anomalias, além de avaliar a relevância que estes possam ter na segurança da estrutura. Nestes registros, o analista deve estar munido de alguns instrumentos como câmeras com boas resoluções para relatório fotográfico e possíveis vídeos, marreta, ponteiro, nível para vistoriar pontos críticos como fissuras, sinais de corrosão, deformações permanentes, juntas de dilatação e o estado geral da estrutura.

5.2.2. Inspeção detalhada

Inspeções detalhadas da estrutura devem ser feitas em todos os casos que as inspeções periódicas acusarem a existência de anomalias nas estruturas de concreto armado. Também são executadas em casos de emergência, como choques em pilares ou em casos de desastres naturais, por exemplo.

Este tipo de inspeção deve ser executado por pessoas tecnicamente capacitadas e especializados no assunto, utilizado aparelhos de ponta para medições, realização de ensaios especiais químicos ou não-destrutivos e emissão de laudo técnico, que dará fundamentação para, se necessário, elaborar um projeto de recuperação ou de reforço, da estrutura.

5.2.3. Serviços de limpeza

Segundo RIPPER (1998), 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 guarda rodas, nas juntas de dilatação e até mesmo no vigamento principal de pontes e viadutos.

Deve-se levar em conta também, a ação usuários das estruturas, que muitas vezes causam danos às mesmas. Por exemplo, é comum ver drenos entupidos por lixos jogados pelas pessoas, que provocam um alagamento quando chove no local, nos casos das pontes, podem causar vários problemas ao concreto, além de sobrecarregar a estrutura.

As figuras 33 e 34 ilustram serviços de limpeza em estruturas que são administradas por governos, no caso, realizando limpezas periódicas na manutenção das mesmas.



Figura 33: Limpeza da estrutura de concreto da rodoviária de Araras/SP

FONTE: Serviço Municipal de Transporte Coletivo de Araras, 2013



Figura 34: Limpeza da Ponte JK em Brasília/DF (PARREIRA/G1, 2011)

5.2.4. Processos de proteção superficial do concreto

Segundo SILVA (1995), para aumentar a vida útil das estruturas em ambientes em que a agressividade está cada vez maior, a utilização de revestimentos protetores de superfície se faz necessária. Uma boa escolha do produto a ser aplicado na superfície do concreto é primordial para o sucesso do trabalho.

Para KAZMIERCZAK (2005), a aplicação de proteção superficial aumenta a durabilidade das estruturas de concreto, é uma alternativa para diminuir a velocidade de degradação das estruturas já existentes ou em estruturas novas como um sistema que em conjunto com o concreto ajuda a atingir determinada vida útil. A proteção superficial do concreto pode ser realizada pela aplicação de tintas (como na figura 35), vernizes, silicones hidrofugantes, ou pela aplicação de argamassas, peças cerâmicas ou outros materiais que aumente a durabilidade da estrutura.

Na seleção dos produtos, deve-se levar em conta qual a exposição em que o concreto será submetido como: atmosfera urbana, superfícies enterradas, superfícies submersas, atmosfera industrial e etc.

A falta dessa proteção faz com que a estrutura de concreto aparente apresente uma estética feia, acumulando fuligem em sua superfície e outras sujeiras, além de permitir a entrada de agentes agressivos no interior do concreto.



Figura 35: Estrutura com proteção superficial do concreto aplicado (MILAN, 2014)

6. RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA

De acordo com HELENE (1992), as medidas terapêuticas de correção dos problemas tanto podem incluir reparos localizados, quanto uma recuperação generalizada da estrutura ou reforços de fundações, pilares, vigas e lajes. É sempre recomendável que, após qualquer uma das intervenções citadas, sejam tomadas medidas de proteção da estrutura, com implantação de um programa de manutenção periódica. Esse programa de manutenção deve levar em conta a importância da obra, a vida útil prevista, a agressividade das condições ambientais de exposição e a natureza dos materiais e medidas protetoras adotadas.

6.1. ASPECTOS DECISIVOS PARA RECUPERAR OU REFORÇAR

A reabilitação das estruturas depende não somente da identificação e diagnóstico do problema, mas também das características da região que serão corrigidas, as exigências de funcionamento de cada elemento que será reabilitado, através dessa série de variáveis se será possível escolher o método de correção adequado, bem como os materiais a serem usados nessa correção, como afirma BEBER (2003).

Segundo CÁNOVAS (1988), existem defeitos estruturais localizados e de pouca importância, que não afetam o restante da estrutura. Por este motivo, sua reparação pode ser realizada de forma imediata, sem necessidade de se esperar resultados de análises e pesquisas. Outros defeitos são de tal monta que exigirão um estudo completo da obra.

Alguns aspectos sociais, artísticos, econômicos e outros também devem ser levados em conta, pois estes podem influenciar decisivamente em relação à urgência de recuperar ou reforçar. Outro aspecto importante é o estético, já que este pode limitar as soluções, tendendo a limitar a elaboração de soluções.

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 36, como diz SOUZA (1998)

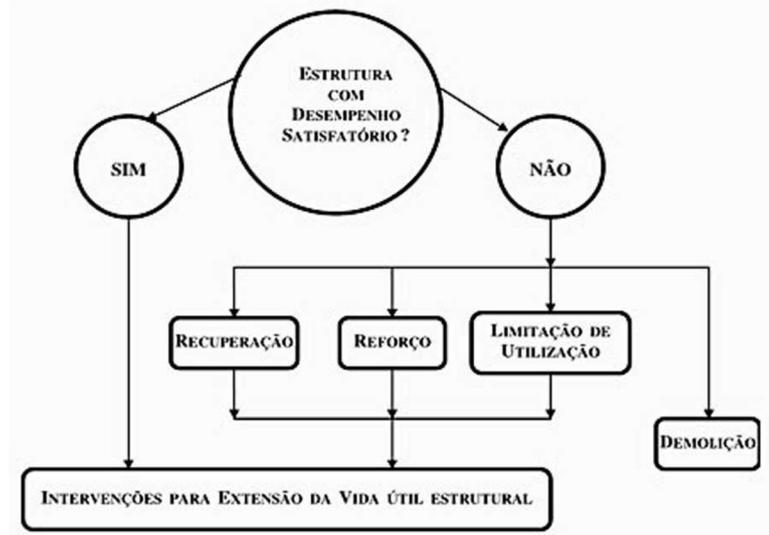


Figura 36: Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório (Souza, 1998)

Visando verificar a integridade da estrutura, a sua capacidade portante e o seu estado de deterioração, CARMONA (2000) sugere que o processo seja dividido em duas etapas. Na primeira, são determinadas as dimensões gerais e propriedades globais da estrutura por meio de ensaios com os materiais pelos métodos da porosidade e resistência, como profundidade de carbonatação, presença de cloretos e qualidade do concreto. Já na segunda etapa, aspectos particulares são examinados detalhadamente em uma inspeção que quantifica a extensão da deterioração e caracteriza todos os elementos da estrutura. Vale ressaltar que é importante planejar e prover os meios de acesso a todos os elementos que passarão por esta inspeção detalhada, bem como a disponibilidade de água, energia e alguns meios que auxiliam a realização das atividades.

6.1.1. Avaliação do concreto

Nesta avaliação, são feitos testes e ensaios que objetivam analisar as características físicas e químicas dos materiais além dos agentes agressivos no concreto. Os ensaios mais comuns para se verificar a resistência e a uniformidade do concreto são: ensaios de arrancamento (ASTM C900), ensaios de dureza superficial ou esclerometria (NBR 7584, ASTM C805), ensaios de ultrassom (NBR 8802, ASTM C597), técnicas de resistência à penetração (ASTM C803) e a retirada de testemunhos (NBR 7680 e 6118), além dos métodos colorimétricos de aspersão das soluções de fenolftaleína e de nitrato de prata.

a) Ensaio de arrancamento

Em qualquer que seja a situação, é recomendado executar ensaios de arrancamento moldando-se os corpos-de-prova que reproduzam a situação da obra. Existem três tipos deste ensaio: *pullout*, *break-off* e *pull-off*.

O método *pullout* abrange a determinação da força de arrancamento de concreto endurecido, medindo-se a força necessária para extrair um fragmento metálico com geometria específica de uma estrutura de concreto (ver figura 37), essa força de arrancamento é convertida em resistência à compressão equivalente por meio de correlações previamente estabelecidas.

O *break-off* é o rompimento de uma amostra cilíndrica no plano paralelo à superfície do elemento de concreto. Para executar este método, utiliza-se um equipamento composto por uma célula de carga, um manômetro e uma bomba hidráulica manual. A amostra é obtida através de uma luva plástica tubular descartável, que é inserida no concreto fresco e removida no tempo planejado para o ensaio, ou ainda, pela perfuração do concreto endurecido.

Segundo CARINO (2004), o método *pull-off* é baseado no conceito de que a força de tração necessária para arrancar um disco metálico, junto com uma camada da superfície de concreto à qual ele está colado, está relacionada com a resistência à compressão do material. Existem duas configurações para o ensaio: um disco metálico é colado diretamente à superfície de concreto e o volume de material destacado fica perto da face do disco; e a carbonatação e demais efeitos de superfície presentes podem ser evitados pela utilização de um corte parcial a uma profundidade adequada.

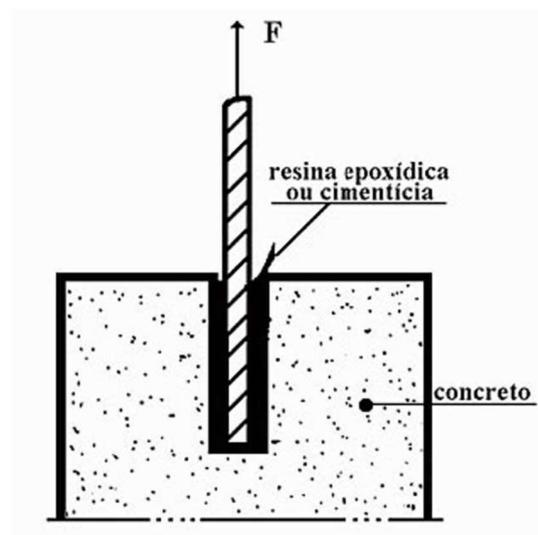


Figura 37: Ensaio de arrancamento pelo método *pullout* (Ripper, 1998)

b) Ensaio de dureza superficial ou esclerometria

Segundo MALHORTA (2004), os métodos de ensaio desenvolvidos para medir a dureza superficial do concreto são baseados na realização de um entalhe na superfície ou no princípio do ricochete. O método da indentação consiste principalmente no impacto de uma determinada massa com uma dada energia cinética sobre a superfície do concreto, sendo medida a profundidade do entalhe resultante. O método baseado no princípio do ricochete, mais aceito e praticado mundialmente, consiste em medir o retorno de uma força no regime elástico após seu impacto com a superfície do concreto.

O ensaio consiste em causar esse impacto na superfície, medindo-se a distância de reflexão como uma medida da dureza da superfície. O índice esclerométrico indica a porcentagem da reflexão obtida em relação a uma reflexão máxima (100%). Os resultados são influenciados pela textura da superfície do concreto, umidade superficial, profundidade de carbonatação, maior ou menor proporção de argamassa, agregados graúdos e armadura, com afirma REIS (2001).

O instrumento utilizado nesse ensaio é o esclerômetro de reflexão de Schmidt. No Brasil, o procedimento para execução desse ensaio é estabelecido na NBR 7584:1995, como mostrado na figura 38.



Figura 38: Ensaio de esclerometria realizado na Biblioteca Benedito Leite em São Luís/MA (AGUIAR, 2010)

c) Ensaio de ultrassom

O ensaio do ultrassom é baseado no conceito de que a velocidade de um pulso de ondas longitudinais através de um material depende de suas propriedades elásticas e densidade. O instrumento utilizado neste ensaio consiste em um gerador e em um transmissor para a produção e introdução de um pulso de onda no concreto e em um receptor para detectar a chegada do pulso e medir com exatidão o tempo de trânsito do pulso pelo concreto.

O ensaio tem início quando um pulso de frequência ultrassônica é gerado e transmitido para um transdutor eletroacústico que está em contato com a superfície do concreto que está sendo analisado. Após passar através do concreto, as vibrações são recebidas e convertidas em sinal elétrico pelo segundo transdutor eletroacústico, com amplificação adequada, ao circuito gerador-receptor.

Na técnica de contato, o transdutor é diretamente aplicado na superfície de concreto, como ilustra a figura 39, usando-se água, óleo, vaselina ou outros produtos que sirvam de meio acoplante, já na técnica sem contato o transdutor é manipulado a uma certa distância da superfície, dentro de um meio que pode ser água ou óleo leve, isto traz vantagens por eliminar a influência da variação do acoplamento.

O ensaio de ultrassom se torna muito vantajoso pela facilidade na execução do ensaio, baixo investimento, velocidade de realização, alta sensibilidade e ampla gama de espessuras que podem ser ensaiadas (acima de 10 mm em aço).



Figura 39: Ensaio de ultrassom (ULTRALAB, 2014)

d) Técnicas de resistência à penetração

Segundo MONTEIRO (2008), para medir a resistência à penetração de concretos, tanto em laboratório quanto em campo, utiliza-se o penetrômetro Windsor. Esse

equipamento emprega um dispositivo ativado à base de pólvora (pistola finca-pinos) para disparar um pino constituído de uma liga de elevada dureza contra o concreto. O comprimento do pino que fica exposto (ver figura 40) é uma medida da resistência à penetração do concreto e pode ser relacionada com sua resistência à compressão.

Para METHA (2008), como o método de resistência à penetração é basicamente um método de medida da dureza de um material, não se deve esperar que ele resulte em valores absolutos ou precisos da resistência do concreto de uma estrutura. Porém, é utilizado para medir o desenvolvimento de resistência do concreto nas primeiras idades, a fim de se determinar o momento adequado para a remoção de fôrmas.

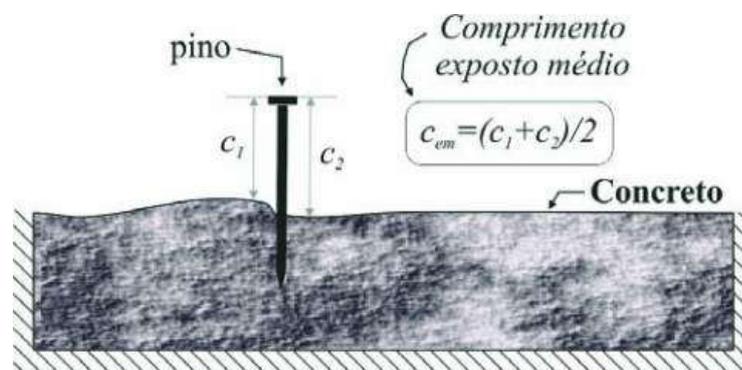


Figura 40: Ensaio de cravação de pinos (IBRACON, 2012)

e) Retirada de testemunhos

Segundo LIMA (2000), a extração de testemunhos é conveniente quando os ensaios não destrutivos apontam a presença de fissuras internas ou regiões de concreto mais fraco. Estes ensaios permitem avaliar várias propriedades físicas do concreto, tais como densidade, absorção de água, resistência à compressão, módulo de elasticidade, podendo medir também a expansão pela reação álcali-agregado.

Para CÁNOVAS (1988), apesar de parte integrante das estruturas, as resistências dos testemunhos são geralmente menores que aquelas obtidas nos cilindros normalmente curados, em decorrência da influência das suas dimensões, das microfissuras geradas na própria extração e ao corte dos agregados graúdos.

Para garantir a segurança da estrutura, toda retirada de testemunho, como na figura 42, tem de ser antecedida de um escoramento apropriado, se necessário. A superfície da estrutura precisa ser preparada com a retirada do revestimento existente e a distância mínima entre as bordas dos furos não pode ser menor que o diâmetro do testemunho. Para realizar esta retirada, é necessário o emprego de broca rotativa ou oscilante (ver figura 41), refrigerada a

água, sem uso de percussão. O diâmetro do testemunho deve ser de 15 cm, salvo quando isso não puder ser executado, mas nunca deve ser menor que três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.



Figura 41: Retirada de testemunho (RODRIGUES, 2012)



Figura 42: Extração de testemunho (RODRIGUES, 2012)

f) Ensaio químico com fenolftaleína

O ensaio de fenolftaleína é muito utilizado para determinar a profundidade de carbonatação. Este ensaio consiste na aspersão deste indicador químico na superfície do concreto recém rompida, no teor de 1%, em diluição em solução 1:1 de água e álcool etílico.

O uso de fenolftaleína, para um potencial hidrogeniônico entre 8,3 a 10, a superfície apresenta uma cor vermelho-carmim, como mostra a figura 45, para pH menor que 8,3, não há alteração na coloração.

A aspersão da solução de fenolftaleína, ilustrada na figura 44, deve ser realizada imediatamente após a retirada concreto superficial (ver figura 43), isso evita a chance de aspersão em uma superfície carbonatada por exposição direta.



Figura 43: Preparação da superfície (TOMAZELI, 2013)



Figura 44: Aspersão da solução de fenolftaleína (RODRIGUES, 2012)



Figura 45: Ensaio com fenolftaleína (LUCENA, 2011)

O uso de fenolftaleína requer alguns cuidados, portanto, sempre deve-se estar devidamente equipado com luvas, óculos, máscaras e roupas adequadas. Em casos de ingestão de grandes quantidades, pode causar transtornos cardiovasculares, febre e efeitos no sistema nervoso central, em contato com a pele, pode provocar irritações leves e por contato com os olhos pode provocar irritações.

Algumas medidas emergenciais são aconselhadas:

- Em caso de perda de consciência nunca dar de beber nem provocar o vômito;
- Em caso de inalação, levar a pessoa para um espaço aberto;
- Em caso de contato com a pele, lavar abundantemente com água e retirar as roupas contaminadas;
- Em caso de contato com os olhos, lavar abundantemente com água mantendo as pálpebras abertas;
- Em caso de ingestão, beber água em abundância, provocar o vômito.

g) Método colorimétrico de aspensão da solução de nitrato de prata

Segundo JUCÁ (2002), este método foi desenvolvido em 1970 pelo Dr. Mário Colleparidi com intuito de verificar em amostras de concreto a existência ou não de cloretos e, assim, poder determinar a frente de penetração de cloretos nas estruturas expostas a ambientes marinhos. Esta técnica contribui também para a determinação do processo de fixação dos cloretos livres na matriz cimentícia.

Este ensaio é semelhante ao feito com fenolftaleína e para SIRIVIVATNANON (2003), a ideia de pulverizar uma solução capaz de determinar a profundidade de penetração de cloretos em uma seção do concreto (ver figura 46) tornou-se muito atrativa ao meio técnico, por se tratar de uma prática simples e rápida para identificação da presença de cloretos. Esta prática é realizada através da pulverização da solução de nitrato de prata em uma superfície recém-quebrada do concreto, levando à formação de precipitados de cores distintas (ver figura 47), permitindo com que seja possível a visualização dos cloretos livres, bem como, ter ideia do quão longe o cloreto penetrou no concreto.

A NT BUILD 492 (2000) recomenda que na realização do ensaio com o método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata, deve-se sempre tomar sete medidas e fazer uma média. Além disto, para evitar a região afetada pelo efeito parede, deve-se evitar medidas em profundidades menores que 10 mm das bordas.



Figura 46: Corpo de prova submetido à água do mar aspergido de nitrato de prata (NOGUEIRA, 2013)



Figura 47: Formação de precipitado branco (NOGUEIRA, 2013)

Por ser corrosivo, o nitrato de prata oferece riscos à saúde de quem o opera. Caso seja ingerido, pode causar severas queimaduras à boca, à garganta e ao estômago, se em contato

com a pele ou com os olhos, chega a causar vermelhidão, dor e queimaduras severas nos tecidos, além de ser extremamente destrutivo aos tecidos da membrana mucosa e trato respiratório superior quando inalado.

6.1.2. Avaliação da armadura

Para se avaliar as armaduras, alguns testes são comumente executados, como: detecção de aço por métodos magnéticos, extração de barras testemunho e avaliação da corrosão das armaduras.

a) Detecção de aço por métodos magnéticos

Segundo CARMONA (2000), a detecção de aço por métodos magnéticos, tem por finalidade determinar o cobrimento de concreto da armadura. O uso do pacômetro ou do profômetro permite a formação de campo magnético de intensidade conhecida, onde a interferência de algum material metálico altera a intensidade do campo. A variação é correlacionada com o diâmetro da barra e a distância da fonte principal de pesquisa. A calibração pode ser afetada pelo tipo de aço e deve ser conferida todas as vezes que o aparelho for usado. Em elementos muito armados, o uso do pacômetro pode ser inviável se o espaçamento das barras da armadura for inferior à espessura do cobrimento de concreto.

b) Extração de barras testemunho

A extração de barras testemunho permite a avaliação das possíveis causas da ruptura através de observação e análise metalográfica.

CARMONA (2000), criteriosamente propõe que ao se retirar o concreto de cobrimento e aquele que envolve a barra, assim como a extração do próprio trecho da barra não seja comprometida a estabilidade da estrutura, tentando-se extrair o material sem que sejam cortados os estribos da peça estrutural. Utilizando-se o maçarico corta-se a barra nas extremidades da amostra, sendo desprezados cerca de 5 cm de cada extremidade da amostra, evitando-se influências nos resultados, devidas à exposição da barra a temperaturas elevadas.

Submetendo-se a barra de aço à tração, determinam-se as características de resistência, aferindo-se as deformações decorrentes desta força. Por meio de ensaios de tração

e dobramento, avaliam-se as propriedades restantes do aço, especialmente quanto à verificação da capacidade portante da estrutura. A tensão de trabalho pode ser medida através de resistência elétrica colada na própria barra.

De acordo com CASCUDO (1997), os aços mais susceptíveis a desenvolver a corrosão são aqueles mais processados durante a fabricação, notadamente os que sofrem tratamento a frio como o encruamento e trefilação, ou ainda aços com maior teor de carbono.

c) Avaliação da corrosão das armaduras

Segundo CASCUDO (1997), as técnicas utilizadas para avaliação da corrosão são os exames visuais, as técnicas gravimétricas e as eletroquímicas.

Os exames visuais dão a primeira impressão da patologia, identificando a existência de manchas e a cor dos produtos da corrosão, se a corrosão é localizada ou generalizada e se há fissuração.

Os métodos gravimétricos são feitos em laboratório, conferindo a perda de massa depois da corrosão. É possível determinar a velocidade em que a corrosão ocorre a partir da relação perda de massa por área exposta por tempo de exposição.

Já os métodos eletroquímicos, como mostrado na figura 48, são não-destrutivos, em alguns casos realizados “*in situ*”, permitindo estimar taxas de corrosão. Estes métodos fornecem a probabilidade de corrosão em função do potencial eletroquímico, possibilitando fazer um mapeamento dos potenciais da estrutura por meio de curvas equipotenciais.



Figura 48: Método eletroquímico (IPT, 2014)

6.1.3. Previsão de vida útil residual das estruturas a partir de medidas de taxas de corrosão das armaduras

Segundo ANDRADE (2000), a vida residual é definida a partir do momento em que a estrutura alcança um limite de deterioração inaceitável. Implica portanto na ideia que a estrutura degrada progressivamente a uma determinada velocidade, conforme figura 49.

Para HELENE (2011), vida útil residual corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado nesse caso a partir de uma data qualquer, correspondente a uma vistoria. Essa vistoria e diagnóstico podem ser efetuados a qualquer instante da vida em uso da estrutura. O prazo final, nesse caso, tanto pode ser o limite de projeto, o limite das condições de serviço, quanto o limite de ruptura, dando origem a três possíveis vidas úteis residuais: uma mais curta, contada até a despassivação da armadura, outra até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto e outra longa contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural ou seu eventual colapso.

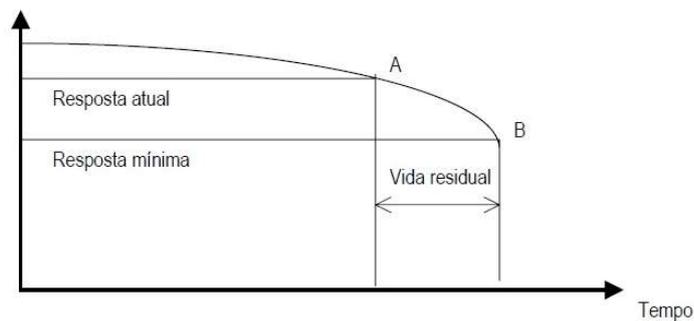


Figura 49: Perda da capacidade portante da estrutura sob corrosão (Andrade, 2000)

Para ANDRADE (2000), as metodologias que se podem utilizar para o cálculo da vida residual são os métodos simplificados, baseados no uso de “indicadores de dano” e os métodos refinados que verificam a capacidade portante baseando-se nas seções residuais do aço e do concreto. Os indicadores mais comuns são fortemente subjetivos, e verificam a existência de manchas de óxido, quantidades e aberturas de fissuras, presença de flechas ou deformações induzidas pela corrosão, desprendimento de partes do revestimento e perda da seção do aço. Uma vez estabelecidos, decide-se pela urgência da intervenção.

Os métodos mais comuns para inferir sobre a vida útil residual de uma estrutura que está sofrendo processo corrosivo, consistem na possibilidade da execução no local de medidas da velocidade e taxas de corrosão, e correspondente tratamento estatístico que consideram

possíveis flutuações dos valores durante a vida da estrutura, assim, define-se como parâmetro a perda da seção da armadura. Para o CEB, a perda da seção do aço varia entre 10 a 25%.

De acordo com CASCUDO (1997), vale a ressalva que concretos mais compactos embora mais resistentes e menos vulneráveis a propiciar o ataque corrosivo, com o decorrer da corrosão produzem tensões internas mais elevadas do que os concretos mais porosos, devido à falta de espaços vazios para acomodação dos produtos de corrosão, o que pode gerar fissuração e lascamento, mesmo com um volume menor de compostos formados, antes mesmo das armaduras atingirem uma perda de seção entre 10 e 25%. Observou-se em estudos recentes, que os concretos mais compactos apresentam menor tempo de ensaio até fissurar, em comparação com os concretos mais porosos.

6.1.4. Estimativa da capacidade resistente residual da peça

É essencial saber a capacidade resistente residual da peça que será recuperada ou reforçada para se tomar decisões. Para isso, é necessário determinar algumas informações, principalmente em relação à rigidez e à resistência da estrutura, como, por exemplo, a determinação da profundidade e largura das fissuras existentes, para se conhecer o grau de capacidade que a peça ainda mantém para transmitir os esforços. Nestas situações, as peças sofrem modificações na rigidez, ocorrendo redistribuições na estrutura.

CÁNOVAS (1988), sugere um método que consiste em empregar um modelo de deterioração da rigidez com carga pré-fixada usando como comprovação a prova de carga. A prova de carga somente deve ser realizada quando os resultados de um cálculo prévio, indicarem que o coeficiente de segurança é suficiente para não promover o colapso durante o ensaio.

ANDRADE (1992) indica ainda, um procedimento proposto pelo CEB – Boletim 162, 1983. Tal procedimento estabelece a resistência residual relativa, v , da estrutura, a partir de uma definição prévia do nível de deterioração aceitável, baseando-se em modelos empíricos.

A margem de segurança é definida pelo quociente da diferença entre a capacidade resistente atual na estrutura e a solicitação que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma atual pela mesma capacidade resistente.

$$m = \frac{R' - S'}{R'}$$

Onde:

m = margem de segurança

R' = capacidade resistente atual na estrutura

S' = solicitação que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma

Já a resistência residual relativa da estrutura é conhecida pela razão entre a capacidade resistente atual na estrutura e a solicitação que a mesma deveria resistir, ou seja:

$$v = \frac{R'}{S'}$$

Segundo ANDRADE (1992), para valores de $v < 0,5$, a intervenção deve ser imediata. Para valores $v > 0,5$, a intervenção pode ser adiada por 1 a 2 anos. Para valores $v = 1$, a intervenção pode ocorrer num prazo futuro de 10 a 20 anos. Parâmetros sociais, históricos, artísticos ou econômicos podem influir na definição desta urgência.

6.1.5. Serviços de reparo

Segundo RIPPER (1998), os reparos ou recuperações podem ser classificados em reparos de pequena monta e reparos de grande monta. 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;

Em relação aos reparos de grande monta, estes podem ser divididos em três grupos básicos: renovação integral do pavimento, revisão da impermeabilização e execução de reparos estruturais.

Segundo SOUZA (1998), 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.

Para RIPPER (1998), os reparos estruturais de grande monta, em sua quase totalidade, são 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.

6.1.6. Decisão de recuperar ou não

Segundo RIPPER (1998), 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, para que não se incorra no erro de maximizar os custos com a manutenção estrutural.

Todavia, na fase de correção, essas estratégias poderiam levar à decisão econômica de que não seria viável recuperar a estrutura, pois é este aspecto que rege as decisões a serem tomadas.

Para SOUZA (1998), 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 figura 50 demonstra a comparação de desempenhos previstos de uma estrutura que passa por inspeções técnicas e estratégias de manutenção, as quais objetivam definir como e a porquê uma estrutura se degrada, estabelecendo a necessidade dos possíveis reparos, e quando estes devem ser melhor que o desempenho inicialmente esperado para a estrutura, e para que se mantenha ou até se prolongue a sua vida útil.

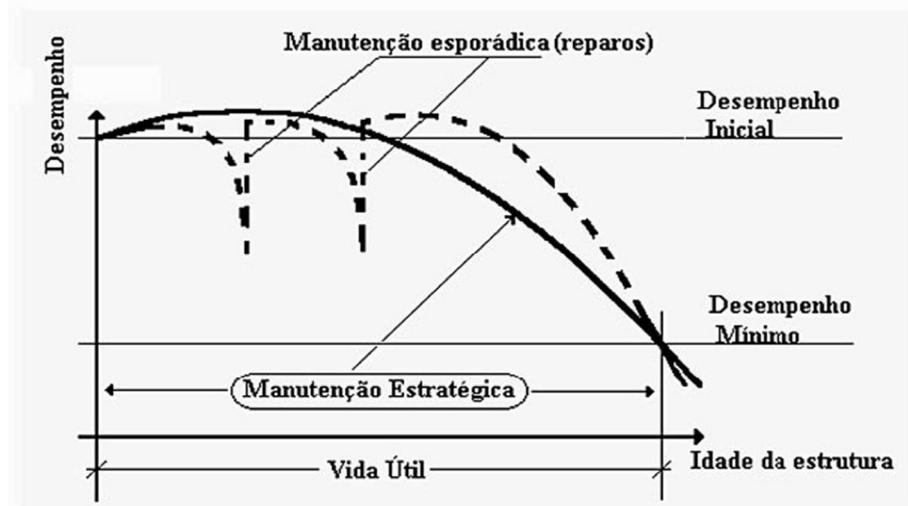


Figura 50: Comparação de desempenhos previsíveis para uma estrutura se submetida a programas de manutenção estratégica e se sob manutenção esporádica e reparações (RIPPER, 1998)

De acordo com RIPPER (1998), a avaliação técnico-econômica dos sistemas de recuperação a adotar e a oportunidade para a execução dos serviços são elementos determinantes para a definição da decisão a ser tomada.

A Lei dos Cincos de Sitter divide as etapas de construção e de utilização em quatro fases: projeto - construção - cura, pré-corrosão, evidência de corrosão localizada e corrosão generalizada.

Como comentado no capítulo 3 deste trabalho, essa lei diz que cada fase corresponde a um custo que segue uma progressão geométrica de razão cinco, ou seja, para cada R\$ 1,00 que não for gasto para se assegurar a qualidade na fase de projeto, se tornarão R\$ 5,00 em manutenção preventiva na fase de pré-corrosão, ou R\$ 25,00 para a manutenção corretiva na fase de evidência de corrosão localizada, ou até R\$ 125,00 gastos em recuperação ou reforço na fase de corrosão generalizada. Conforme a Figura 50, onde:

- A: Fase de Projeto – Construção – Cura;
- B: Fase de Pré-corrosão, com início de carbonatação e ataque de cloretos;
- C: Evidência de corrosão localizada;
- D: Corrosão generaliza;
- t_0 : idade em que se inicia a corrosão generalizada;
- t_1 : Tempo de vida útil da estrutura;

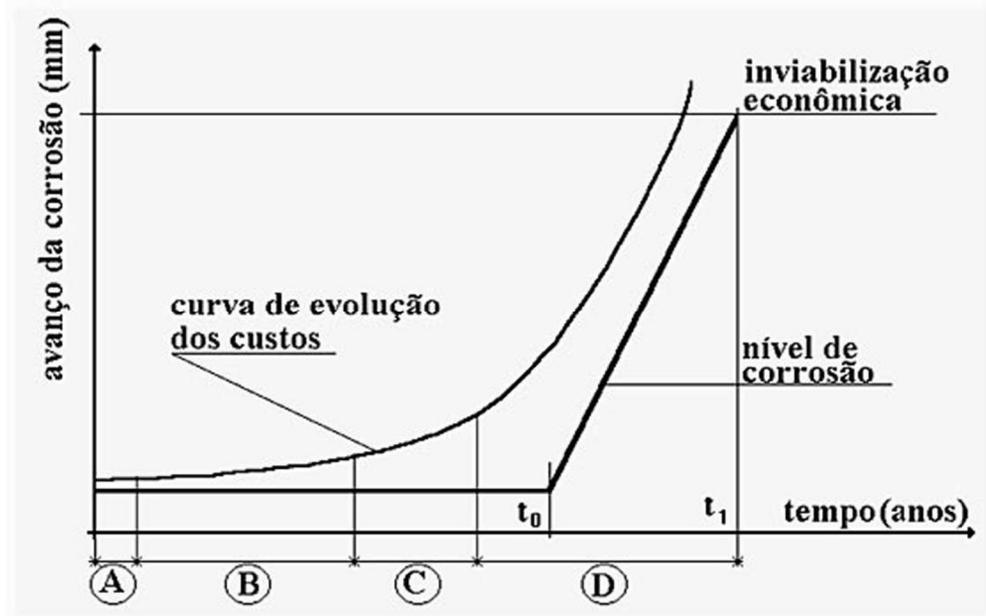


Figura 51: Lei dos Cincos de Sitter (RIPPER, 1998)

6.2. RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

De acordo com SOUZA (1998), 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.

Para HELENE (1988), a escolha dos materiais e técnicas de correção devem estar coerentes com o diagnóstico e as exigências de funcionamento, por exemplo, em situações que os elementos estruturais tenham necessidade de serem colocados em carga após algumas horas de execução da correção, provavelmente será necessário o uso de sistemas de base epóxi ou poliéster. Mas já em casos de prazos maiores, pode ser adequado o uso de argamassas ou grautes de base mineral. Para condições normais de solicitação como prazo maior ou igual a 28 dias para o carregamento, os materiais utilizados podem ser argamassas e concretos adequadamente dosados.

6.2.1. Materiais

Segundo RIPPER (1998), dentre os materiais usados nos serviços de reforço ou de recuperação estrutural, destacam-se os concretos e argamassas, já que, se fossem bem projetadas e bem executadas, as estruturas de concreto, na sua grande maioria, seriam sadias, 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.

HELENE (1992), diz que o número de materiais disponíveis é muito grande e sempre são desenvolvidos e lançados novos produtos num mercado em expansão.

Entre os materiais mais utilizados em recuperação de estruturas, os mais empregados são: aditivos, argamassas, concreto, adesivos e primers, graute e pinturas de proteção.

a) Aditivos

De acordo com 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, visa modificar ou implementar, em sentido positivo e permanentemente, algumas propriedades do concreto, para seu melhor comportamento em todos ou em algum aspecto, tanto no estado fresco como endurecido.

Para HELENE (1992), os aditivos normalmente são classificados segundo sua ação principal nos concretos e argamassas, sendo de maior interesse para reparos e reforços e proteção os aceleradores de pega e endurecimento, os retardadores, os redutores de água ou plastificantes e os expansores.

Existem ainda os aditivos impermeabilizantes que reduzem as resistências mecânicas dos concretos, por isso, é mais empregado em argamassas de proteção, não tendo nenhuma função estrutural.

b) Argamassas

Para SOUZA (1998), 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

Argamassas poliméricas são argamassas à base de cimento Portland modificadas com polímeros, com agregados com graduação adequada – geralmente com granulometria contínua, atendendo às curvas de Bolomey; ou granulometria descontínua, no caso de alta resistência à abrasão – formuladas especialmente com aditivos e adições que lhes conferem propriedades especiais. São também chamadas de argamassas de base mineral e o processo de endurecimento está baseado na reação dos grãos de cimento com a água de assentamento, como afirma HELENE (1992).

Existem argamassas orgânicas que, segundo HELENE (1992), são argamassas formuladas com resinas orgânicas cuja aglomeração e resistência do conjunto é dada pelas reações de polimerização e endurecimento dos componentes das resinas, em ausência de água. O cimento Portland pode entrar na composição do produto como um agregado fino também chamado de fíler, completando a distribuição granulométrica e preenchendo os vazios de areia, porém atua apenas como inerte.

c) Concreto

Para HELENE (1992), o concreto de cimento Portland é o material tradicionalmente usado em reparos e reforços. Na grande maioria das vezes requer um traço especialmente formulado que altere para melhor algumas de suas características naturais. Pode ser necessário obter altas resistências iniciais, ausência de retração de secagem, leves e controladas expansões, elevada aderência ao substrato, baixa permeabilidade e outras propriedades normalmente obtidas à custa do emprego de aditivos e de adições tais como plastificantes, redutores de água, impermeabilizantes, escória de alto forno, cinza volante, microssílica e, via de regra, baixa relação água/cimento.

“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.” (RIPPER, 1998, pág. 96)

Para se reduzir a retração ao mínimo, deve-se diminuir o fator água/cimento através de uso de aditivos plastificantes e superplastificantes. Segundo RIPPER (1998), 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.

d) Adesivos e Primers

Segundo HELENE (1992), adesivos e primers são materiais usados como pontes de aderência entre dois outros, sendo em geral um deles a superfície do concreto velho, também chamada de substrato. Promovem melhoria substancial de aderência entre diversos materiais tais como concreto velho/concreto novo, aço/concreto novo, concreto velho/argamassa base poliéster, etc.

Além de aumentar a aderência, os primers também agem como protetor do substrato protegendo as armaduras contra a corrosão.

Ainda de acordo com HELENE (1992), os adesivos e primers mais empregados são de base epóxi e os chamados látex, ou seja, base acrílica ou base acetato de polivilina ou base estirenobotadieno. Os de base polivilina (PVA) em geral são reemulsionáveis, o que os tornam desaconselháveis para uso em locais úmidos ou reparos e reforços importantes. Os de base epóxi têm desempenho estrutural superior aos demais, porém têm o inconveniente de exigirem o substrato seco, o que nem sempre é viável em obras.

Segundo RIPPER (1998), 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 "potlife", depois endurece e se solidifica, adquirindo então elevada resistência mecânica.

e) Graute

Para RIPPER (1998), o graute 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.

Segundo HELENE (1992), um graute de base cimento é constituído por cimento Portland comum (classe 32 ou 40), composto (classe 32 ou 40) ou de alta resistência inicial (CP V – ARI), agregados de granulometria adequada, aditivos expansores e aditivos superplastificantes.

SOUZA (1998) diz que o graute de base epóxi é um composto epóxi-poliamida, 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.

f) Pintura de proteção

Óleos, tintas, vernizes e hidrofungantes são os materiais mais comuns empregados na pintura de proteção das superfícies contra a penetração de agentes agressivos funcionando como barreira protetora.

Óleo de soja, óleo de peroba e certos ácidos que tenham consistência oleosa podem ser utilizados para a impermeabilizar e proteger a superfície do concreto, escurecendo-a quando aplicados. Para poder usá-los, o concreto deve ter no mínimo 14 dias de idade e é recomendado neutralizar a sua superfície antes com uma solução de 2,4 kg de cloreto de zinco com 3,8 kg de ácido fosfórico em 100 litros de água potável.

Segundo HELENE (1992), tintas são dispersões de pigmentos em aglutinantes que, quando aplicadas em finas camadas sobre a superfície, sofrem um processo de secagem ou cura e endurecimento formando um filme sólido, aderente ao substrato e impermeável.

Vernizes e hidrofungantes também têm os objetivos de proteger e impermeabilizar a superfície da estrutura de concreto, todavia, ao contrário dos óleos, não altera tanto a sua aparência.

6.2.2. Recuperação de danos na estrutura

Conforme HELENE (1998), a necessidade de reparar ou reforçar uma determinada estrutura, restaurando sua segurança e aumentando sua durabilidade, tem sido cada vez mais comum por uma série de razões: estruturas mais esbeltas, solicitações mais intensas, ambientes mais agressivos, consciência e maior conhecimento dos responsáveis pela manutenção das estruturas, recuperação, mudança de uso da construção e outros mais.

Para CLÍMACO (1997), o setor de reparos é um ramo complexo, devido à necessidade de se obter de forma precisa a avaliação das condições da estrutura e suas fontes de origem, exigindo para o desenvolvimento do projeto de reparo, alto grau de conhecimentos e condições operacionais, que envolvem o uso de técnicas e materiais especializados.

HELENE (1992) diz que os procedimentos de preparo e limpeza do substrato são tão importantes que alguns autores consideram responsáveis por 50% ou mais do sucesso de uma recuperação ou reforço.

Se estes dois procedimentos não forem executados com qualidade, a recuperação da estrutura pode ficar comprometida, mesmo que se esteja usando os melhores materiais.

a) Preparação do substrato

Segundo HELENE (1992), o preparo do substrato é entendido como o conjunto dos procedimentos efetuados antes da limpeza superficial e da aplicação dos materiais e produtos de correção.

O objetivo do preparo do substrato é assegurar condições boas de aderência entre os elementos novo e velho, para isso, deve-se remover o material deteriorado através de limpezas, lavagens, polimentos, ou ainda limpezas especiais como jatos de areia ou ar comprimido, dentre outras.

HELENE (1992) reúne em um quadro (ver figura 52) os principais procedimentos de preparo do substrato e a situação adequada para cada.

Procedimento	Procedimento mais adequado para			
	concreto com superfície		aço com superfície	
	seca	úmida	seca	úmida
escarificação manual	adequado	adequado	inadequado	inadequado
disco de desbaste	aceitável	adequado	aceitável	aceitável
escarificação mecânica	adequado	adequado	inadequado	inadequado
demolição	adequado	adequado	inadequado	inadequado
lixamento manual	inadequado	aceitável	adequado	aceitável
lixamento elétrico	adequado	aceitável	adequado	aceitável
escovamento manual	adequado	aceitável	adequado	aceitável
pistola de agulha	inadequado	inadequado	adequado	adequado
jato de areia seco ou úmido	adequado	adequado	adequado	aceitável
disco de corte	aceitável	adequado	adequado	adequado
queima controlada	adequado	inadequado	inadequado	inadequado
remoção de óleo e graxa impregnados	inadequado	adequado	inadequado	adequado
máquina de desbaste superficial	* aceitável	adequado	inadequado	inadequado

Figura 52: Procedimentos de preparo do substrato (HELENE, 1992)

b) Limpeza das superfícies

O objetivo da limpeza das superfícies é remoção de resíduos de todos os tipos para preparar o substrato para receber a recuperação

De acordo com HELENE (1992), a limpeza é entendida como o conjunto de procedimentos efetuados instantes antes da aplicação propriamente dita dos materiais de recuperação.

O autor supracitado reúne os principais procedimentos de limpeza em um quadro (ver figura 53), semelhante ao de procedimentos de preparo do substrato.

Procedimento	Procedimento mais adequado para			
	concreto com superfície		aço com superfície	
	seca	úmida	seca	úmida
jato de água fria	inadequado	adequado	inadequado	aceitável
jato de água quente	inadequado	adequado	inadequado	aceitável
vapor	inadequado	adequado	inadequado	aceitável
soluções ácidas	inadequado	aceitável	inadequado	inadequado
soluções alcalinas	inadequado	adequado	inadequado	adequado
remoção de óleos e graxas superficiais	inadequado	inadequado	adequado	adequado
jato de ar comprimido	adequado	aceitável	adequado	aceitável
solventes voláteis	adequado	adequado	inadequado	aceitável
saturação com água	inadequado	inadequado	adequado	inadequado
aspiração a vácuo	adequado	inadequado	aceitável	aceitável

Figura 53: Procedimento de limpeza (HELENE, 1992)

6.2.3. Demolição do concreto

Segundo SOUZA (1998), há casos em que a obra de recuperação ou reforço exige que parte da estrutura, ou mesmo por inteira, seja demolida, normalmente por evidente incapacidade de reaproveitamento, ou, por outro lado, ainda que esteja em boas condições, por não fazer parte de um futuro processo de reconstrução ou de melhoramento, como no caso do estádio do Maracanã, ilustrado na figura 54, onde parte da arquibancada, mesmo em bom estado, teve que ser demolida por não estar integrada no novo projeto

Geralmente, a demolição é projetada de acordo com o tipo e porte da estrutura. Para isso, podem ser utilizados artificios como: martelos demolidores, explosivos, agentes demolidores expansivos ou hidrodemolição.

Na maioria dos casos, a estrutura é só parcialmente demolida, assim, é preciso analisar a estrutura, pois este serviço poderá mudar a configuração estática da estrutura toda ou da parte da estrutura que não será demolida, por exemplo, uma viga contínua em que um dos vãos seja demolido.

De acordo com RIPPER (1998), há situações 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, é recomendável a técnica de implosão ou de demolição por impacto controlado

de pesadas bolas de aço de até 20 KN, evidentemente solicitando a adoção de adequadas medidas de prevenção e de segurança.



Figura 54: Demolição parcial da estrutura do Maracanã (FIFA, 2011)

6.2.4. Tratamento de fissuras

Para SOUZA (1998), o tratamento de peças fissuradas está diretamente ligado à perfeita identificação da causa da fissuração, particularmente no que diz respeito à variação de espessura ou não da mesma e da necessidade ou não de se executar reforços estruturais.

No caso de fissuras ativas, não se procura estabelecer o monolismo da seção, a não ser que se elimine o que as provocaram. Para estas situações, deve-se vedar a fissura com material elástico e não resistente, do tipo resina acrílica ou poliuretânica, evitando a degradação do concreto.

No caso de fissuras passivas, visa-se assegurar que a peça volte a funcionar como um todo. Para isso, usa-se material resistente, é comum usar resina epoxídica ou nata de cimento Portland. A resina epoxídica é mais usada pelo fato de ser não retrátil, de ter baixa viscosidade e alta capacidade resistente, além de endurecerem mais rápido.

Para fissuras menores que 0,1 mm, a injeção das fissuras é feita sob baixa pressão, já para as maiores e pouco profundas, é permitido o enchimento por gravidade.

Depois de fechadas as fissuras, faz-se a selagem, onde se veda os bordos, ver figura 55 e 56, objetivando arrematar a injeção e protegendo a própria resina epoxídica. Nesta fase, usa-se uma cola epoxídica de dois componentes. Para fissurações maiores que 30 mm, a selagem é executada como uma vedação de junta

Segundo SOUZA (1998), outra técnica aplicável em fissuras ativas é o grampeamento de armaduras feitas pela inserção de grampos de aço no concreto, esquematizado na figura 57. É uma técnica discutível já que poderá surgir nova fissura em região adjacente. Tem melhor desempenho quando as fissuras acontecem em linhas isoladas e por deficiências localizadas de capacidade resistente.



Figura 55: Selagem de fissura (ALZATA ENGENARIA, 2014)



Figura 56: Injeção de fissura (RIPPER, 1998)

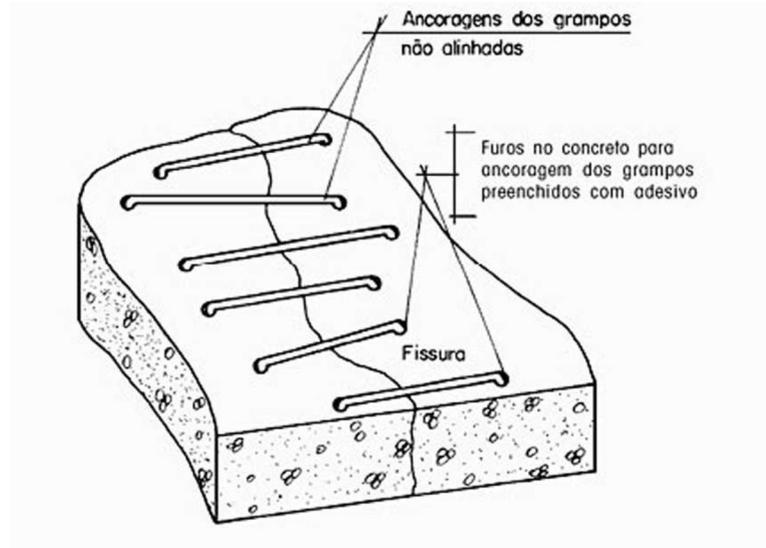


Figura 57: Reparo de fissuras por grampeamento (SOUZA, 1998)

6.2.5. Furação do concreto para ancoragem de barras

SOUZA (1998) diz que em muitos casos, a extensão do corte não permitirá a recolocação de armaduras, sejam estas de complementação ou de reforço, por impossibilidade de observância dos comprimentos de ancoragem com a armadura existente. Para estes casos, é comum executar furos no concreto existente, ver figura 58, onde serão imersas, em meios previamente cheios de epóxi ou graute, as barras da armadura, ou, em alguns casos, as esperas.

De acordo com RIPPER (1998), 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 graute, 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.

No caso de ancoragem de barras à flexão não é possível executar furos com diâmetros grandes, desse modo, deve-se encher com resina epoxídica, sem nenhuma carga. Existem situações em que o enchimento pode ser feito por gravidade, para isso, o furo deve ser feito ligeiramente inclinado, como esquematizado na figura 59.

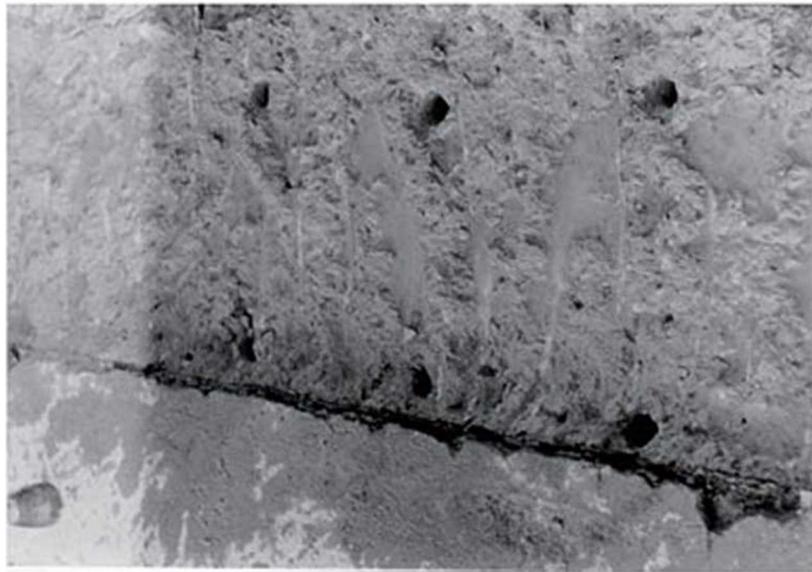


Figura 58: Furação para ancoragem de barras (RIPPER, 1998)

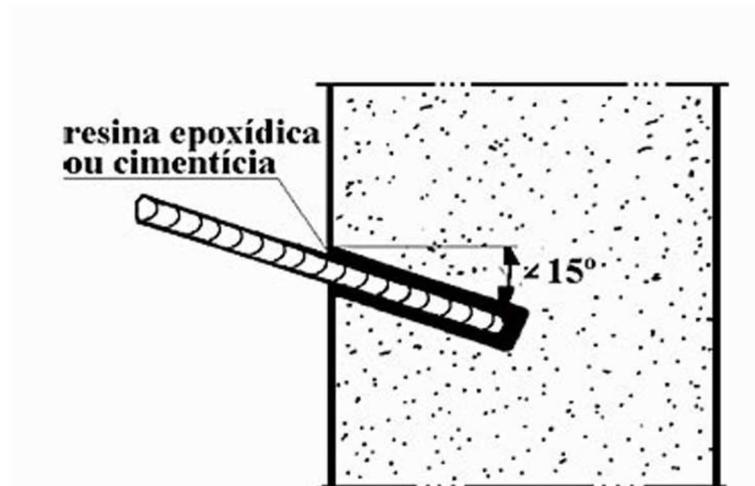


Figura 59: Ancoragem de barras à flexão, com enchimento da furação por gravidade (SOUZA, 1998)

6.2.6. Reparos com elementos estruturais

Para RIPPER (1998), 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.

Segundo SOUZA (1998), 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 cm que se está a intervir - em pequenas 0.1 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 são os de profundidade menor que 2 cm, os semiprofundos têm profundidades entre 2 e 5 cm, geralmente atingindo as armaduras, e os profundos são aqueles cujas funduras são maiores que 5 cm.

Para fazer esses reparos, três elementos estruturais são comumente usados: argamassa, concreto e graute.

a) Reparos com argamassa

De acordo com RIPPER (1998), Esta é uma técnica que pode, em princípio, ser utilizada para reparos superficiais de qualquer tamanho em área, mas apenas para pequenas profundidades. Esta técnica é normalmente empregada apenas para os casos em que o que está deteriorado é o cobrimento das armaduras, portanto, é importante que o interior do elemento estrutural não apresente anomalias, mas se apresentar, elas devem ser sanadas antes da utilização desta técnica.

HELENE (1992) sugere que o substrato esteja saturado e com superfície seca, sem empoçamentos. Na aplicação, deve-se colocar ponte de aderência constituída por Nitobond HAR utilizando um pincel de pelo curto, ver figura 60, em seguida, aplica-se a argamassa pressionando-a fortemente contra o substrato em camadas sequenciais assegurando sua total compactação, até atingir a profundidade desejada, como mostra a figura 61. No acabamento, usa-se desempenadeira de madeira, de feltro ou de aço e para a cura, umedecer por 7 dias.



Figura 60: Aplicação da ponte de aderência (WEBER SAINT-GOBAIN, 2014)



Figura 61: Aplicação da argamassa (WEBER SAINT-GOBAIN, 2014)

b) Reparos com concreto

De acordo com RIPPER (1998), as especificações e notas que vão constar dos desenhos de execução devem ser exaustivas, esclarecendo a resistência desejada, a composição do concreto, os aditivos a utilizar e cuidados para sua aplicação

O concreto utilizado no reparo deve ser dosado considerando as diferenças de retração entre ele e o concreto que está na estrutura. Deve-se evitar traços com grande quantidade de ligante, pois estes apresentam grande retração. Os aditivos expansores,

plastificantes e superplastificantes devem ser usados de forma que permita adequação às necessidades do serviço.

HELENE (1992), recomenda que o substrato esteja seco utilizando ponte de aderência (adesivo epóxi) e que as fôrmas estejam estanques e rígidas, com cachimbo ou funil alimentador, nestas também deve-se aplicar o adesivo epóxi. No lançamento do concreto, deve-se respeitar o tempo de manuseio e de colagem do adesivo, evitando bolhas de ar lançando de forma calma e contínua até atingir a altura de 10 cm acima do limite da cavidade, então adensa-se o concreto e 48 horas depois, retira-se as fôrmas. No acabamento, deve-se remover o excesso sempre de baixo para cima a fim de evitar lascamentos. Este processo é ilustrado na figura 62. A cura deve ser com água durante 14 dias.

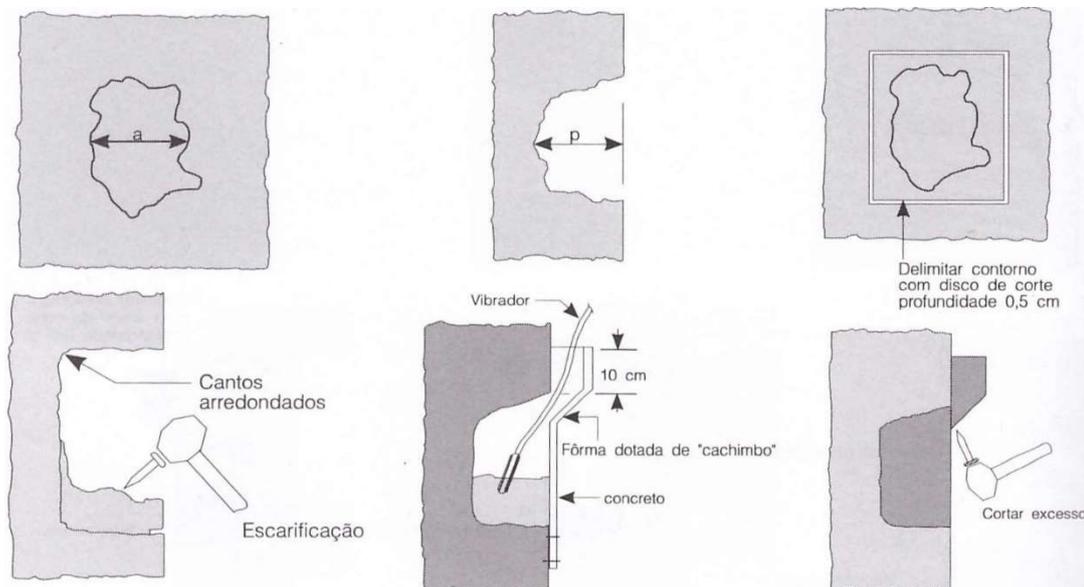


Figura 62: Esquema de reparo profundo com concreto (HELENE, 1992)

c) Reparos com graute

Segundo SOUZA (1998), a superfície que vai receber o graute deve ser preparada a úmido. Como o graute atinge altas resistências rapidamente, as fôrmas podem ser sempre retiradas em 24 horas e o excesso de graute pode ser retirado como descrito para o concreto com adesivo epóxi. A cura deve ser úmida, por pelo menos 3 dias.

PIANCASTELLI (1998) adverte, entretanto que alguns grautes necessitam do uso de vibradores na sua moldagem, devido às suas características tixotrópicas. O graute de base mineral é constituído de cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivos superplastificantes e aditivo expansor (pó de alumínio). O graute de base epoxídica é um composto epóxi-poliamida,

fornecido em dois componentes. Apesar do custo elevado, são indicados para casos de alta sollicitação mecânica, elevada agressão química e necessidade de entrada rápida em carga.

Este tipo de reparo é muito eficaz quando empregado em elementos estruturais onde a rapidez com que é feita a desforma e de utilização da estrutura sejam de suma importância.

6.3. REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Para BEBER (2003), o reforço se caracteriza como o aumento em relação ao projeto original ou restabelecimento da capacidade resistente da estrutura ou parte dela.

Por causa da escassez de conhecimento a respeito do comportamento das estruturas, antigamente, os métodos de reforço eram somente de adição de novos elementos, apoios e acréscimo das seções resistentes, métodos que também são usados atualmente, juntamente com as novas tecnologias.

É mais complicado reforçar uma estrutura do que construir uma nova. Especial precaução deve-se tomar com o material existente, geralmente deteriorado, durante o procedimento do reforço. Além disso, a documentação existente sobre a estrutura é geralmente deficiente e não retrata a realidade encontrada. Adicionalmente, quando um reforço é empregado, as possíveis alterações no comportamento estrutural do elemento devem ser cuidadosamente consideradas. Um reforço à flexão, por exemplo, pode conduzir à ruptura por cisalhamento ao invés de permitir que seja alcançada a capacidade portante desejada, como afirma BEBER (2003).

Para RIPPER (1998), 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.

6.3.1. Reforço com concreto

Para BEBER (2003), essa metodologia de reforço é tão antiga quanto à própria indústria da construção. O aumento da seção transversal consiste na colocação de uma camada adicional de concreto armado em um elemento estrutural já existente. Pilares, vigas, lajes, tabuleiros de pontes e vigas-parede podem ter suas seções resistentes aumentadas para elevar

sua capacidade de carga, rigidez, ductilidade, etc. A nova camada deve ser aplicada à superfície de concreto existente com o objetivo de produzir um elemento monolítico. Este método também utiliza a argamassa no processo.

O reforço com concreto armado ou projetado é muito utilizado por ser muito vantajoso do ponto de vista econômico e por sua fácil execução. Mas, tem como desvantagem interferir na arquitetura e o tempo necessário para que a estrutura volte a ser usada normalmente. O concreto de alto desempenho no reforço de estrutura pode ser uma opção no lugar do concreto convencional, pois em tem espessuras menores, conservando, na medida do possível, as dimensões originais das peças. O êxito do serviço depende da boa aderência entre o concreto novo com o antigo e da capacidade de transferência de tensões entre estes. Algumas vantagens dependem da combinação certa do ângulo da junta e a forma de preparação da superfície, que podem ser analisados por ensaios de cisalhamento inclinado. A resistência e o módulo de elasticidade do concreto antigo devem ser consideradas quando for projetar o concreto novo.

Segundo FERRARI (2007), sua utilização consiste basicamente na montagem de fôrma para o preenchimento da cavidade com o novo material de reparo. Para tanto, o material deve ter fluidez suficiente para se adaptar no interior da forma. Já as fôrmas devem permitir o acesso do material na cavidade, para isso usam-se calhas ou também conhecido por cachimbos, como mostra a figura 63 e 64. Deve-se prever a eliminação de bolhas de ar mediante o uso de tubos ou respiradores.

Segundo HELENE (1992), para a cura, o concreto deve ser saturado de água por 14 dias ou duas demãos de Nitobond AR aplicadas com pulverizador, trincha ou rolo imediatamente após desformar. Alguns cuidados devem ser tomados, como: escorar a estrutura descarregando a viga antes da execução dos reforços e liberar o escoramento, ver figura 65, somente após 21 dias.

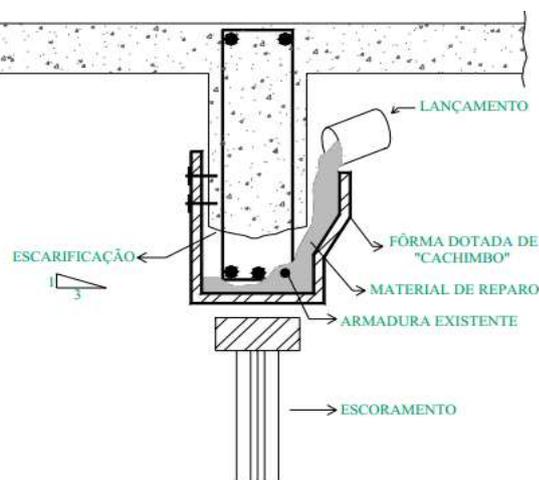


Figura 63: Esquema da aplicação de concreto em reforço de vigas (HELENE, 1992)



Figura 64: Reforço generalizado (HELENE, 1992)



Figura 65: Fôrma escorada em reforço com concreto (FORTI, 2000)

6.3.2. Adição de chapas e de perfis metálicos

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, ver figura 66 e 67, como afirma SOUZA (1998).

Segundo BEBER (1999), este método é utilizado para reparar ou reforçar elementos de concreto com capacidade resistente insuficiente devido a danos estruturais, mudanças de

utilização e por corrosão da armadura. O princípio desta técnica é bastante simples: chapas ou outros elementos de ação são colocados na superfície de elementos de concreto através de adesivos epóxi.

A principal desvantagem é a possibilidade de corrosão desse reforço, que além de exigir uma constante manutenção, podem ter um comprometimento da durabilidade em função do grande potencial para a manifestação dessa corrosão na interface chapa/adesivo, de acordo com BEBER (2003).

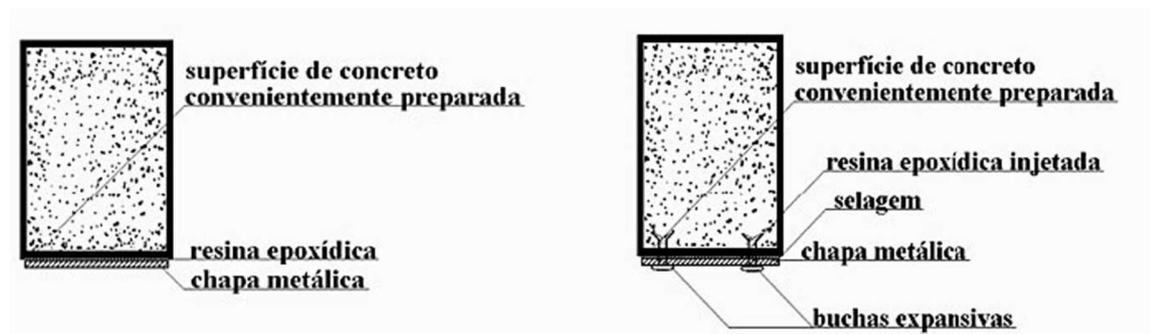


Figura 66: Reforço em chapas metálicas, só com colagem (à esquerda) e também com chumbamento (RIPPER, 1998)

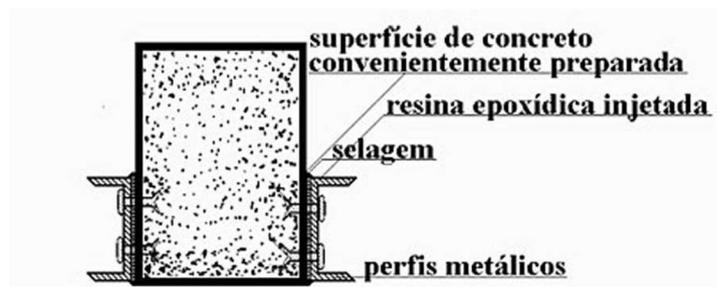


Figura 67: Reforço por chumbamento de perfis metálicos (RIPPER, 1998)

Para TEIXEIRA (1997), uma restrição prática quanto ao emprego deste método, reside no peso próprio da chapa, que dificulta seu manuseio. Outra restrição refere-se a durabilidade da aderência na interface adesivo-concreto e adesivo-chapa. A proteção ao fogo também deve ser considerada. A inexistência de normas específicas nesta área, se justifica por não haver ainda resultados conclusivos quanto às margens de segurança, mecanismos de ruptura e desempenho das técnicas de intervenção.

Para executar este tipo de reforço, na preparação do substrato, deve-se remover revestimentos de argamassa e pintura e, escarificando, a nata superficial do concreto, obtendo-se assim, uma superfície plana e rugosa.

Segundo HELENE (1992), se necessário, deve-se preencher cavidades e regularizar a superfície com argamassa epóxi Nitomortar S, aplicada sobre a ponte de aderência Nitobond EP. Instantes antes da aplicação do adesivo Nitobond EPD, deve-se limpar a superfície do concreto, que deve estar seca, com jato de ar ou eventualmente acetona. As chapas metálicas devem ser preparadas com jato de areia ou lixamento elétrico no máximo 2 horas antes da colagem. Instantes antes da aplicação do adesivo Nitoprimer S, tem-se que limpar e secar a superfície das chapas metálicas com jato de ar seco ou, eventualmente, acetona.

A aplicação deve ser de acordo com o projeto. Devem existir furos de 3 mm nas chapas, com espessura máxima de 4 mm a cada 15 cm para liberação do ar. É recomendado fixar as chapas utilizando parafusos, já fixados no componente estrutural com Lokset P, e porcas. Então, aplica-se o adesivo Nitobond EPD na superfície do concreto na com cerca de 2 a 3 mm de espessura, em seguida, o adesivo Nitoprimer S na superfície das chapas, daí, pressiona-se as peças metálicas contra o concreto, apertando as porcas até o adesivo obter uma espessura uniforme menor que 1,5 mm, como ilustra a figura 68.

Todo este serviço deve ser feito com escoramento que deve ser retirado 48 horas após a execução, juntamente com uma limpeza do excesso de adesivos que não enrijeceram. A cura leva cerca de 7 dias, após este período, a estrutura está novamente pronta para receber cargas.

A figura 69 mostra um caso real deste tipo de reforço.

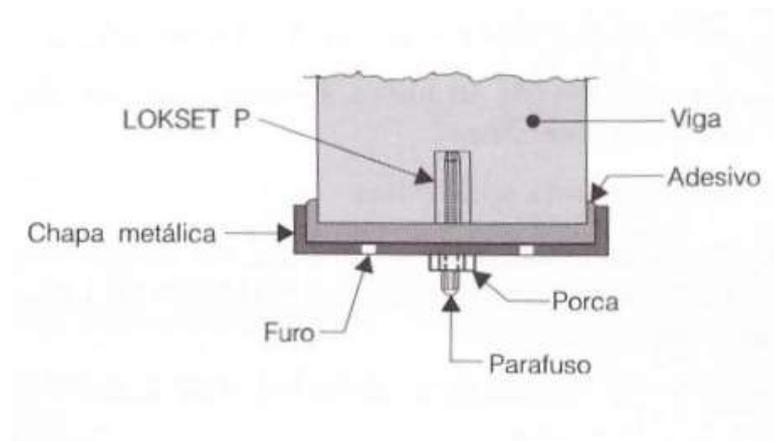


Figura 68: Chapas metálicas aderidas com epóxi (HELENE, 1992)



Figura 69: Reforço por chumbamento de perfis metálicos (SOUZA, 2011)

6.3.3. Utilização de folhas flexíveis de carbono pré-impregandas

O carbono é um material muito usado em soluções de reforço de alta performance, principalmente nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística. Na década de 80, no Japão, surgiu a ideia de adaptar o uso de compósito de fibras de carbono (CFRP) ao reforço das estruturas de concreto armado, tirando o melhor partido de um composto de alta resistência, de simples aplicação e que não traz problemas de durabilidade às estruturas de concreto.

Para SOUZA (1998), 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 sequência 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 fabricação das fibras de carbono ocorre por meio de um processo de carbonização de um filamento orgânico em temperaturas muito elevadas, em torno de 3000°C, onde muitas fibras sintéticas derretem ou evaporam. A aglomeração de um conjunto na casa de dezena de milhar destes filamentos, os quais adquirem a espessura de um fio capilar, oferece extraordinárias características mecânicas, que, dependendo da arrumação microestrutural das

fibras, podem ser traduzidas tanto em um elevado módulo de elasticidade, quanto em uma grande resistência à tração.

Segundo RIPPER (1998), a forma comercial mais empregada para aumento da ductilidade e/ou da resistência das estruturas de concreto armado são as folhas flexíveis pré-impregnadas, ver figura 70, 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, 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.

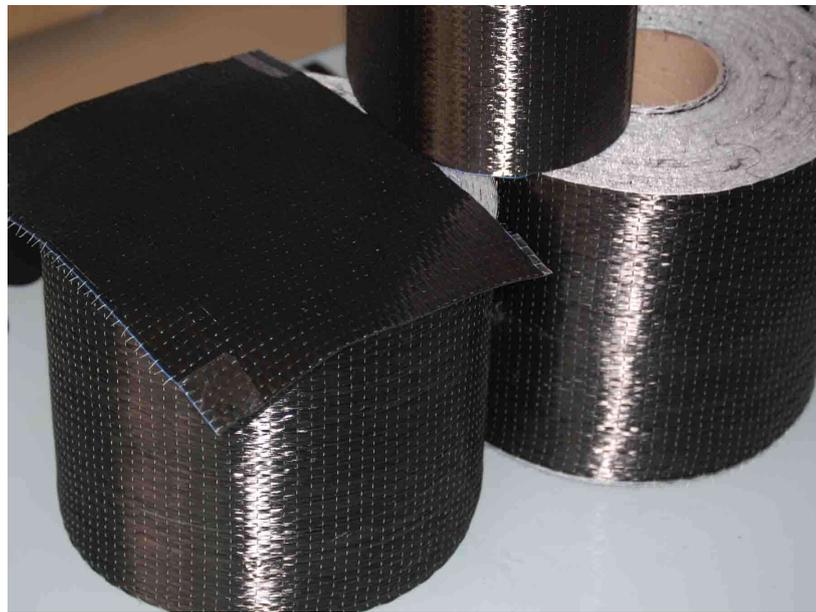


Figura 70: Folha flexíveis de carbono pré-impregnadas (MKT, 2013)

De acordo com BEBER (2003), a aplicação de mantas, tecidos ou laminados de compósitos de CFRP às faces tracionada das vigas de concreto armado, ao invés de chapas de aço, apresentam grandes vantagens, principalmente quando as condições de execução do serviço forem desfavoráveis. De fácil manuseio e bastante leves, as mantas/laminados podem ser coladas sem a necessidade de escoramento pesado e caro.

Pode-se dizer que o desempenho futuro de um reforço com folhas flexíveis de carbono dependerá da qualidade com a qual foi executado o serviço. Assim, divide-se o processo em duas fases: preparação da superfície que irá receber os compósitos de CFRP e a aplicação dos mesmos.

Segundo RIPPER (2003), a superfície de concreto precisa ser cuidadosamente trabalhada, através de esmerilagem, ver figura 71. 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 consequente melhoria das propriedades aderentes da camada de concreto da interface.

No caso de existir defeitos na geometria da superfície que será revestida ou de execução ao longo da mesma, deve-se reparar por meio de aplicação de argamassas epoxídicas, ver figura 72, alisadas como espátula. Deve-se também arredondar as arestas vivas, até que apresentem um raio mínimo de curvatura de cerca de 30 mm.

Na segunda fase, assim que a superfície estiver preparada, aplica-se o primer imediatamente, como mostra a figura 73, cuja função será, além de melhorar as características do concreto da superfície através da impregnação, garantir plena adesão do compósito.

De acordo com SOUZA (1998), decorrido um intervalo de aproximadamente uma hora após a aplicação do primer, deverão ser aplicados, sequencialmente, a resina de colagem (undercoating), a folha flexível de fibras de carbono, como mostra a figura 74, e a camada final de resina de recobrimento das fibras, ver figura 75. Em qualquer caso o excesso de resina deverá ser cuidadosamente removido.



Figura 71: Preparação da superfície do concreto do Estádio Fonte Luminosa em Araraquara/SP
(ATHENA ENGENHARIA, 2009)



Figura 72: Aplicação de argamassa epoxídica (ATHENA ENGENHARIA, 2009)



Figura 73: Aplicação do primer (ATHENA ENGENHARIA, 2009)



Figura 74: Aplicação da fibra de carbono (ATHENA ENGENHARIA, 2009)



Figura 75: Aplicação da camada final de resina de recobrimento das fibras (ATHENA ENGENHARIA, 2009)

6.3.4. Protensão exterior

De acordo com BEBER (2003), apesar de se constituir de uma técnica construtiva amplamente utilizada desde a década de 50, após permanecer latente por algum tempo, foi redescoberta como uma excelente alternativa de reforço de estruturas de concreto. A protensão externa vem desenvolvendo-se rapidamente no reforço de estruturas de concreto, principalmente, nos EUA, Japão e Suíça. A aplicação da protensão externa contribui para a redução das deformações na estrutura existente, bem como aumentar a capacidade portante destes elementos.

Para RIPPER (1998), 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.

Segundo BEBER (2003), por estar localizado no exterior dos elementos estruturais, este mecanismo de reforço apresenta como desvantagens técnicas, a sua vulnerabilidade à ação do fogo, da corrosão eletroquímica e atos de vandalismo. A proteção de um sistema de protensão externa contra um ambiente agressivo ou ação do fogo pode ser alcançada através do encapsulamento dos cabos com concreto convencional ou projetado.

Conforme RIPPER (1998), a protensão externa apresenta vantagens como a redução da complexidade dos trabalhos de execução, a facilidade de substituição de cabos

velhos ou danificados e a possibilidade de controle quanto à perda da protensão nos casos de atrito dos cabos. PIANCASTELLI (1998), entretanto, adverte que é necessária a execução de mecanismos especiais de ancoragem e de desvio de direção dos cabos, mostrado no esquema da figura 76.

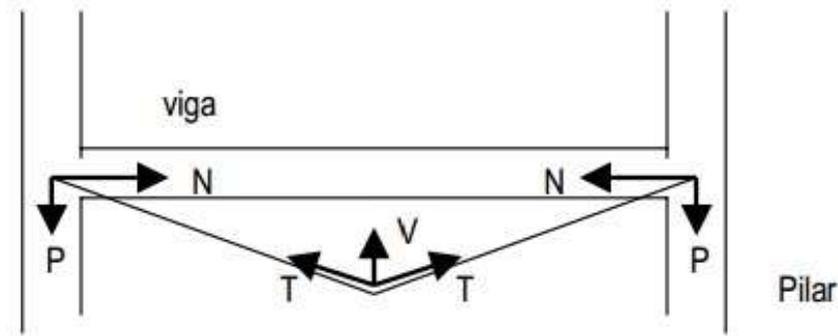


Figura 76: Mecanismo especiais de ancoragem e desvio de direção dos cabos (PIANCASTELLI, 1998)

De acordo com SOUZA (1998), 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, como:

- Costura de fendas em vigas, ver figura 77;
- Inibição de deformação, esquematizado na figura 78;
- Como elemento provocador de redistribuição de esforços em peças contínuas,

ilustrado na figura 79;

- Aumento da capacidade de carga de uma peça estrutural, ver figura 80;
- Para criação de apoios adicionais, funcionando como tirantes, como na figura

81;

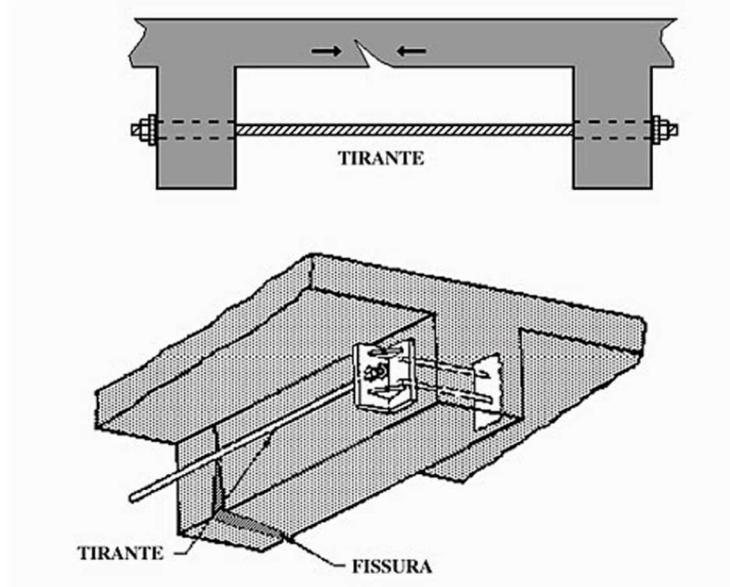


Figura 77: Costura de fenda em vigas (RIPPER, 1998)

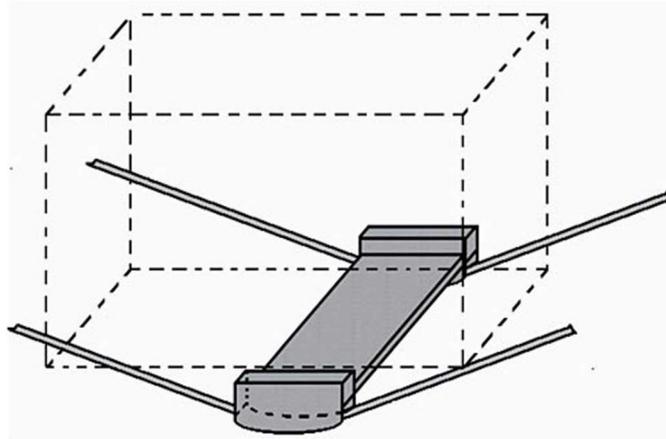


Figura 78: Inibição de deformações (RIPPER, 1998)

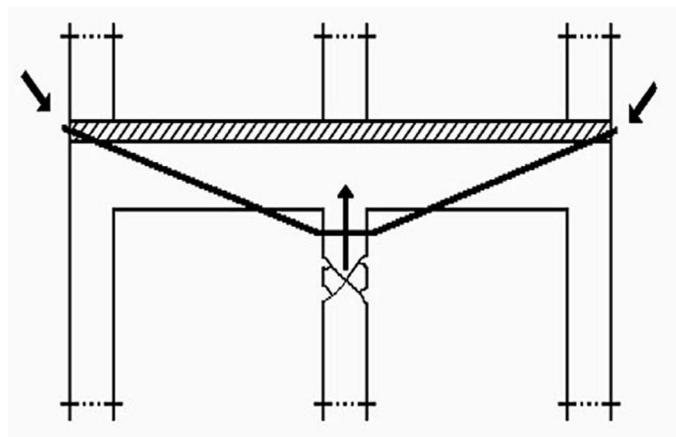


Figura 79: Como elemento provocador de redistribuição de esforços em peças contínuas (RIPPER, 1998)

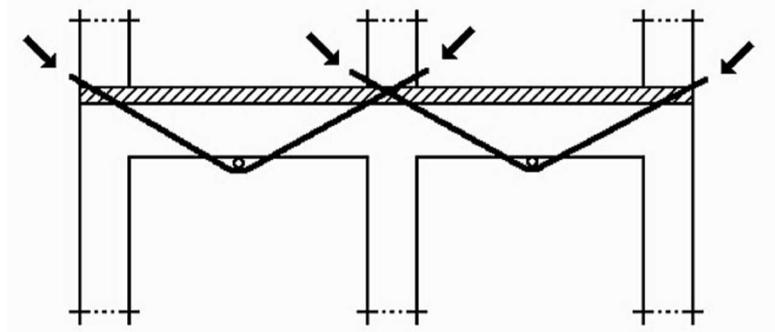


Figura 80: Aumento da capacidade de carga de uma peça estrutural (RIPPER, 1998)

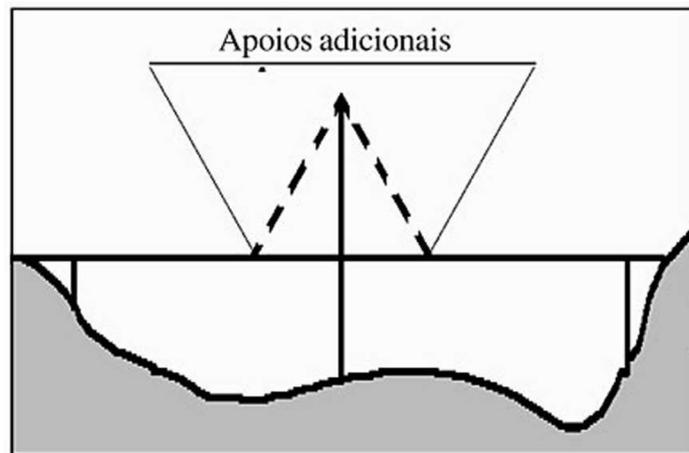


Figura 81: Criação de apoios adicionais (RIPPER, 1998)

Em relação ao dimensionamento da protensão externa através de cabos de aço, deve-se levar em conta as normas de concreto armado e protendido, e observar que o reforço deve cumprir o objetivo de sustentar diretamente as cargas, todavia com a chance de aparecer esforços secundários desfavoráveis.

7. CONCLUSÃO

O diagnóstico do estado em que uma estrutura se encontra é a compreensão dos fenômenos que caracterizam as manifestações patológicas existentes, visando entender os motivos de elas ocorrerem e como isso veio acontecer, tomando como base informações já conhecidas.

Por meio deste, são identificadas as origens, as causas e os mecanismos de ocorrência da patologia corrente. Após analisados estes dados, o engenheiro está apto a definir as medidas a serem seguidas para sanar os problemas, sempre levando em conta a relação custo/benefício de cada uma delas.

A medida determinada pode requerer ou não algum tipo de intervenção imediata na estrutura, normalmente quando a capacidade portante da estrutura está abaixo do esperado e representando riscos à mesma.

A recuperação ou reforço normalmente já tem suas tecnologias amplamente difundidas, mas existem situações nas quais não se tem disponível a tecnologia necessária, assim, há a necessidade de pesquisá-la e desenvolvê-la.

O processo se encerra com a execução das técnicas adotadas, sendo, às vezes, necessário o registro do caso objetivando formalizar o histórico da edificação, em casos de eventuais novas intervenções.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, Jairo José de Oliveira. **Vida Útil das Estruturas de Concreto**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. 2. v, cap. 31, p. 923- 951. ISBN 85- 98576- 05- 0

ANDRADE, Maria del Carmem. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução e adaptação de Antônio Carmona e Paulo Helene. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992. 104 p. ISBN 85- 7266- 011- 9

ANDRADE, T. **Tópicos sobre Durabilidade do Concreto** In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, cap. 25, p. 752- 792. ISBN 85- 98576- 04- 2

ANGELO, Ana Margaria Vieira. **Análise Das Patologias Das Estruturas Em Concreto Armado Do Estádio Magalhães Pinto - Mineirão**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2004. 404p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118* : Projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2003. 170 p.

BEBER, A. J. (2003). **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

BEBER, A. J., CAMPOS FILHO, A., CAMPAGNOLO, J. L. **Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibra de Carbono**. 41º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo, IBRACON, 1999.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia y Terapéutica Del Hormigon Armado**. Editorial Dossat, Madrid, 1984

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e terapia do concreto armado**. Tradução de Maria Celeste Marcondes, Carlos W. F. dos Santos, Beatriz Cannabrava. 1. ed. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARMONA FILHO, A. **Patologia das Estruturas de Concreto**. São Paulo: Curso CIPERC da ABCP, 2000. 98p. (Notas de Aula)

CARMONA FILHO, A. **Fissuração nas Estruturas de Concreto: Boletim Técnico**. ALCONPAT INTERNACIONAL, 2013.16P.

CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas**. 1 ed., São Paulo: Ed. Pini, 1997. 237p.

CLÍMACO, J. C. T. S. *et al.*. **Eficiência de Argamassas como Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. 2552p., p.2373-2389. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa)

COMITÊ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign), *Bulletin (Information n. 162*, Lausanne, 1983

DÉTRICHÉ, C.H., **La maîtrise de la fissuration précoce: condition de la durabilité des ouvrages**. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1992. (La durabilité des bétons. Collection de l'Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques)

DÓREA, S. C. L. **Qualidade da Produção de Estruturas de Concreto Armado para Edifícios**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 243p, São Carlos/SP, 1998

EISINGER, M. B., LIMA, M.G. **Metodologias para Inspeção de Estruturas de Concreto Armado – Um estado da Arte**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.

FERRARI, V. J, **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. Tese (doutorado). Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007

GENTIL Vicente. **Corrosão**. 2 ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 1987.

HELENE, P. R. L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1992

HELENE, PAULO R.L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: Editora Pini – Instituto de pesquisas Tecnológicas IPT, 1986. 47p.

HELENE, PAULO R.L. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. São Paulo: IBRACON, 2011. 37p.

JUCÁ, T.R.P. **Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento portland pelo método de aspersão de nitrato de prata**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, GO, 2002, 142p.

KASMIERCZAK, C.S. **Proteção superficial do concreto**, Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações, IBRACON, Cap. 29, V. 2, ed. Geraldo C. Isaia, São Paulo. 2005

LIMA, Maryangela Geimba. **Ação do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, cap. 24, p. 713- 751. ISBN 85-98576- 04- 2

MALHOTRA, V.; CARINO, N. **Handbook on nondestructive testing of concrete**. 2. ed. United States of America: CRC Press LLC, 2004

MECK, E.; SIRIVIVATNANON, V. Field indicator of chloride penetration depth. **Cement and Concrete Research**, v.33, 2003, p.1113-1117

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e Materiais**. São Paulo: Editora Ibracon, 2008. p. 12-14, 121, 122.

NINCE, A. A. e CLÍMACO, J. C. T. S. (1996). **Levantamento de dados sobre deterioração de estruturas na Região Centro-Oeste do Brasil**. In: Anais do Congress on High-Performance and Quality of Concrete Structures, Florianópolis/SC

PIANCASTELLI, E. M. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1998. 160p. Notas de Aula.

PERDRIX, Maria Del Carmen Andrade. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. São Paulo: Editora Pini, 1992.

REIS, Lília Silveira Nogueira. **Sobre a Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2001. 112p.

SHEHATA, I. A. E. M., TEIXEIRA JR., S. V. **Reparo de Consolos Durtos Danificados**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6., 2552p., p. 2525-2531. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).

SILVA, Paulo Furtado da. **Introdução à corrosão e proteção das superfícies metálicas**. Belo Horizonte: Imprensa Universitária da UFMG, 1981

SILVA, Paulo Fernando A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995. 152 p. ISBN 85- 7266-043- 7

SILVA, Moema Ribas; PINHEIRO, Sayonara Maria de Moraes. **Biodeterioração do concreto**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2, cap. 28, p. 857- 878. ISBN 85-98576- 04- 2

SOUZA, V. C., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998. 255 p.

