

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**ESTUDO DE PATOLOGIAS E SUAS CAUSAS NAS
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE
OBRAS DE EDIFICAÇÕES**

Eduardo Albuquerque Buys Gonçalves

2015



ESTUDO DE PATOLOGIAS E SUAS CAUSAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE OBRAS DE EDIFICAÇÕES

Eduardo Albuquerque Buys Gonçalves

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Jorge dos Santos

Rio de Janeiro

AGOSTO DE 2015

ESTUDO DAS PATOLOGIAS E SUAS CAUSAS NAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO DE OBRAS DE EDIFICAÇÕES

Eduardo Albuquerque Buys Gonçalves

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Jorge dos Santos, D.Sc (Orientador)

Prof. Ana Catarina Evangelista, D.Sc.

Prof. Wilson Wanderley da Silva

Prof. Isabeth da Silva Mello, M. Sc.

GONÇALVES, Eduardo Albuquerque Buys

Estudo das patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações / Eduardo Albuquerque Buys Gonçalves – Rio de Janeiro: UFRJ/ ESCOLA POLITÉCNICA, 2015.

XVII, 156 p.: il; 29,7 cm.

Orientador: Jorge dos Santos

Projeto de Graduação - UFRJ/ POLI/ Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 150.

1. Introdução.
 2. Conceituação.
 3. Patologias.
 4. Diagnósticos.
 5. Recuperação.
 6. Estudos de caso.
 7. Conclusão.
- I. SANTOS, Jorge dos. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Curso de Engenharia Civil. III. Engenheiro.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente aos meus pais, Eduardo e Fátima, por todo o apoio concedido durante toda a vida, e nessa longa trajetória na faculdade não foi diferente. Grato por todo o esforço, paciência e dedicação despendidos. Vocês me deram a base para que tudo isso fosse possível. Essa vitória também é vitória de vocês. Obrigado por tudo.

Aos meus irmãos Alexandre e Juliana, que além de irmãos também são meus padrinhos, e possuem parcela importante na minha criação. Mesmo depois de casados, nunca se fizeram ausentes, e formaram famílias lindas nos dando preciosidades como Pedro, Breno, Carolina e Maria Flor.

À minha irmã Aymés, que espero que se torne uma Engenheira em breve. Espero estar presente sempre para poder te dar o apoio necessário, de modo que os seus sonhos se realizem também.

Aos amigos da graduação que entraram comigo, e àqueles que conheci ao longo dessa jornada. Muitos momentos que ficarão guardados para sempre.

Aos amigos de infância, aos amigos do colégio, e aos amigos que a vida me apresentou. Sem vocês a trajetória seria mais difícil.

Ao professor e orientador deste trabalho Jorge Santos, pela paciência e atenção prestados.

À professora Elaine Vasquez, pelo trabalho e pela dedicação aos alunos da Civil, sempre orientando e nos ajudando de forma muito gentil quando foi solicitada.

A todos os professores da Escola Politécnica que contribuíram de alguma forma para a minha formação.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ESTUDO DAS PATOLOGIAS E SUAS CAUSAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE OBRAS DE EDIFICAÇÕES

Eduardo Albuquerque Buys Gonçalves

AGOSTO/2015

Orientador: Jorge dos Santos

Curso: Engenharia Civil

Sendo as estruturas de concreto armado o método construtivo mais utilizado no Brasil, tem-se um vasto número de edificações brasileiras que apresentam patologias. Estas podem ocorrer nas diversas etapas construtivas numa obra, e se faz necessário um estudo das causas anteriores mais recorrentes, de modo a evitar que os mesmos problemas venham a acontecer no futuro. As manifestações patológicas trazem transtornos não só para o cliente, mas também para o construtor, pois os custos de uma eventual intervenção posterior a uma entrega de obra são maiores se comparados aos custos de uma execução bem-feita. Este trabalho traz alguns dos principais meios de investigação, inspeção e ensaios de modo a agregar informações para o diagnóstico das patologias mais frequentes observadas na construção de obras multiresidenciais. É feito um levantamento dos tipos de patologias, da identificação das causas, das técnicas utilizadas para correção de problemas e os materiais recomendados para o emprego nos reparos. É apresentado alguns estudos de caso reais, com registros fotográficos dos problemas encontrados, onde são expostas as causas das anomalias, e são comentadas as providências que foram tomadas a fim de solucionar as patologias.

Palavras-chave: patologia, estrutura, concreto armado

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI / UFRJ as a partial fulfilment of
the requirements for the degree of Civil Engineer.

STUDY OF PATHOLOGIES AND ITS CAUSES IN STRUCTURES OF CONCRETE
BUILDING WORKS

Eduardo Albuquerque Buys Gonçalves

AUGUST/2015

Advisor: Jorge dos Santos

Course: Civil Engineering

As the reinforced concrete structures the most widely used construction method in Brazil, has a large number of Brazilian buildings that present pathologies. These may occur at various steps in a constructive work, and a study of the applicants previous causes is necessary in order to prevent the same problems may arise in the future. The pathological manifestations bear disorders not only for the customer but also for the builder, as the costs of any further intervention to a work of delivery are higher compared to the costs of a well-made execution. This paper presents some of the main means of investigation, inspection and testing in order to add information for the diagnosis of the most common conditions seen in the building multiresidenciais works. It is made a survey of the types of pathologies, identifying the causes of the techniques used to correct problems and materials recommended for use in repairs. It presented some real case studies, with photographic records of problems encountered, where the causes of malfunctions are exposed, and are discussed the steps that have been taken to solve the pathologies.

Keywords: pathology, structure, reinforced concrete

Sumário

1. Introdução	1
1.1 Importância do tema	1
1.2 Justificativa da escolha do tema	1
1.3 Objetivos	2
1.4 Metodologia	2
1.5 Estrutura do trabalho	3
2. Estruturas de Concreto Armado	4
2.1 Conceituação	4
2.2 Uso do concreto armado no Brasil	5
2.3 Normas técnicas	6
2.4 Componentes do concreto armado	7
2.4.1 Cimento	8
2.4.2 Agregados	11
2.4.3 Água	12
2.4.4 Aditivos	13
2.4.5 Aço	15
2.5 Vantagens e desvantagens do uso do concreto armado	16
3. Patologias em Estruturas de Concreto Armado	17
3.1 A patologia inserida no contexto da Construção Civil	17
3.2 Definição de patologia e outros conceitos	18
3.2.1 Patologia	18
3.2.2 Vida útil	18
3.2.3 Durabilidade	22
3.2.4 Desempenho de uma edificação	24
3.3 Procedimentos para análise de vida útil	26
3.4 Requisitos e critérios de desempenho e qualidade	27

3.5 As patologias relacionadas aos custos da construção.....	29
3.6 Fatores e mecanismos de degradação.....	32
3.7 Causas e origens das patologias.....	34
3.7.1 Falhas no projeto.....	35
3.7.2 Materiais inadequados.....	36
3.7.3 Erros na execução.....	37
3.7.4 Utilização indevida e manutenção ausente.....	40
3.6.5 Considerações finais sobre as origens das patologias.....	41
3.8 Tipos de patologias mais comuns.....	43
3.8.1 Fissuras.....	43
3.8.2 Corrosão das armaduras.....	52
3.8.3 Desagregação do Concreto e Eflorescência.....	54
4. Diagnósticos de Patologias em Estruturas de Concreto Armado.....	55
4.1 As etapas do diagnóstico.....	56
4.2 Realização da inspeção preliminar e inspeção detalhada.....	58
4.2.1 Inspeção Preliminar.....	61
4.2.2 Inspeção Detalhada.....	68
4.3 Métodos de Ensaios.....	72
4.3.1 Determinação da resistência à compressão do concreto.....	72
4.3.2 Determinação da resistência à tração do concreto.....	78
4.3.3 Verificação da profundidade de carbonatação.....	80
4.3.4 – Determinação da resistividade elétrica.....	83
4.3.5 –Verificação da homogeneidade do concreto por ultrassom.....	84
4.3.6 Determinação de cloretos.....	87
4.3.7 Porosidade.....	88
4.3.8 Determinação da posição e profundidade da armadura.....	88
4.3.9 Potencial de corrosão.....	89

4.3.10 Taxa de corrosão.....	90
4.3.11 Prova de carga	90
4.3.12 Método da maturidade	92
4.3.13 Outros métodos.....	93
4.4 Classificação das fissuras quanto à atividade	93
5. Recuperação de patologias em edificações	94
5.1 Recuperação superficial do concreto.....	95
5.1.1 Polimento	96
5.1.2 Lavagem.....	97
5.1.3 Saturação.....	102
5.1.4 Corte	102
5.2 Recuperação de danos profundos no concreto.....	104
5.2.1 Reparo com graute.....	105
5.2.2 Reparo com concreto convencional.....	106
5.2.3 Reparo com concreto projetado.....	108
5.2.4 Reparo com argamassa	110
5.3 Tratamento das armaduras	113
5.3.1 Armaduras corroídas.....	113
5.3.2 Reforço das armaduras.....	115
5.4 Emendas das ferragens	117
5.4.1 Emenda por transpasse.....	117
5.4.2 Emendas com luvas	118
5.4.3 Emendas com solda	118
5.5 Adição de chapas e perfis metálicos	119
5.6 Reforço de pilares por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho (CAD).....	122
5.7 Reforço de pilares com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC)....	123

5.8 Tratamento de fissuras.....	127
5.8.1 Fissuras devido à flexão.....	127
5.8.2 Fissuras devido à cisalhamento	128
5.8.3 Fissuras devido à compressão	129
5.8.4 Fissuras devido à punção	129
5.9 Técnica de injeção fissuras	131
5.9 Técnica de selagem de fissuras	133
5.10 Costura de fissuras (método do grampeamento).....	134
6. Estudos de caso.....	136
6.1 Caso 1	136
6.2 Caso 2	139
6.3 Caso 3	140
6.4 Caso 4.....	143
6.5 Caso 5	144
6.6 Considerações Finais	148
7. Conclusões	149
7.1 Considerações finais.....	149
7.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	149
Referências Bibliográficas	151

Lista de figuras

Figura 1 - Viga de concreto simples (a) e armado (b). Fonte: PFEIL (1989)	4
Figura 2 - Pasta de cimento e água. Fonte: METHA e MONTEIRO (2008).....	7
Figura 3 - Argamassa. Fonte: METHA e MONTEIRO (2008).....	8
Figura 4 – Concreto simples. Fonte: METHA e MONTEIRO (2008)	8
Figura 5 - Agregados: miúdo (areia, esq.) e graúdo (brita, dir.). Fonte: MEHTA e MONTEIRO (2008).....	11
Figura 6 - Decréscimo da resistência à compressão com o aumento do fator água/cimento. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	13
Figura 7 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando por referência o fenômeno de corrosão de armaduras. Fonte: HELENE (1997).....	19
Figura 8 - Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)	24
Figura 9 - Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	26
Figura 10 - Lei de Sitter. Fonte: DAIHA (2004).....	30
Figura 11 - Gráfico que relaciona as principais causas de patologias. Fonte: COUTO (2007).....	35
Figura 12 - Prédio em desabamento no Rio de Janeiro, decorrente de más práticas construtivas e materiais de baixa qualidade utilizados. Fonte: WIKIPEDIA (2015).....	42
Figura 13 - Tipos e incidência de fissuras em concreto armado. Fonte: DAL MOLIN (1988).....	44
Figura 14 - Exemplos de (a) fissura, (b) trinca, (c) rachadura. Fonte: FÓRUM DA CONSTRUÇÃO (2015).....	45
Figura 15 - Fissura no concreto por retração hidráulica. Fonte: MARCELLI (2007)....	46
Figura 16 - Exemplo de caso de retração térmica do concreto. Fonte: THOMAZ (2003).	48
Figura 17 - Trincas de flexão em elementos de concreto armado. Fonte: MARCELLI (2007).....	48
Figura 18 - Trincas de cisalhamento em viga. Fonte: MARCELLI (2007)	49
Figura 19 - Esquema de fissura causada por torção. Fonte: THOMAZ (2003)	50
Figura 20 - Trincas de compressão. Fonte: MARCELLI (2007)	51
Figura 21 - Fissuras por punção. Fonte: MARCELLI (2007).....	51

Figura 22 - Penetração do agente através da porosidade do concreto. Fonte: MARCELLI (2007).....	52
Figura 23 - Corrosão nas armaduras de uma laje. Fonte: SILVA (2011)	53
Figura 24 - Desagregação do concreto. Fonte: SILVA (2011)	54
Figura 25 - Eflorescência. Fonte: SILVA (2011)	54
Figura 26 - Critérios para manutenção de estruturas. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)	56
Figura 27 - Fluxograma que representa o passo-a-passo das inspeções técnicas de uma edificação. Fonte: GRANATO (2002).....	60
Figura 28 - Modelo de ficha de descrição e antecedentes da estrutura. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997).....	63
Figura 29 - Modelo de ficha de descrição do meio. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)	64
Figura 30 - Critério para classificação de manifestações patológicas. Fonte: CORREIA (2013).....	66
Figura 31 - Modelo da primeira página da ficha de Inspeção Visual Geral da Estrutura”. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)	67
Figura 32 - Modelo da segunda página da ficha de Inspeção Visual Geral da Estrutura. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)	68
Figura 33 - Pistola utilizada no ensaio de penetração de pinos.....	73
Figura 34 - Execução do ensaio de penetração de pinos.....	73
Figura 35 - Esquema que representa o ensaio. Fonte: GRANATO (2002)	74
Figura 36 - Exemplo de gráfico que mostra a resistência à compressão em função do comprimento exposto do pino. Fonte: MEHTA & MONTEIRO (2008)	74
Figura 37 - Esquematização do “pull-out test”. Fonte: GRANATO (2002).....	75
Figura 38 - Representação de um esclerômetro de reflexão. Fonte: GRANATO (2002)	77
Figura 39 - Ensaio de tração direta. Fonte: PINHEIRO (2007)	78
Figura 40 - Disposição do corpo de prova. Fonte: ABNT NBR 7222.....	79
Figura 41 - Esquema do ensaio de tração por compressão diametral. Fonte: ROCHA (2012).....	79
Figura 42 - Ensaio de tração à flexão. Fonte: PINHEIRO (2007).....	79
Figura 43 - Avanço da frente de carbonatação. Fonte: TULA (2000).....	80

Figura 44 - Esquemática da carbonatação causada por fissura. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	81
Figura 45 - Síntese das ações das soluções. Fonte: GRANATO (2002).....	82
Figura 46 - Exemplo prático de estrutura carbonatada. Fonte: GRANATO (2002)	83
Figura 47 - Determinação da velocidade de propagação: transmissão direta. Fonte: ABNT NBR 8802.....	86
Figura 48 - Determinação da velocidade de propagação: transmissão indireta. Fonte: ABNT NBR 8802	86
Figura 49 - Determinação da velocidade de propagação: transmissão semidireta. Fonte: ABNT NBR 8802	86
Figura 50 - Pacômetro em operação. Fonte: BOSCH (2015).....	89
Figura 51 - Potenciômetro em operação. Fonte: GEOCISA (2015).....	90
Figura 52 - Marteleto Pneumático. Fonte: SERCPINT (2011)	101
Figura 53 - Apicoamento manual da superfície de concreto. Fonte: SERCPINT (2011)	101
Figura 54 - Corte de concreto mostrando a profundidade de remoção. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	102
Figura 55 - Aspecto final da cavidade na intervenção de corte de concreto Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)	103
Figura 56 - Reparo superficial em viga ou pilar. Fonte: MARCELLI (2007)	104
Figura 57 - Reparo superficial em laje. Fonte: MARCELLI (2007)	104
Figura 58 - Detalhe da forma tipo “cachimbo”. Fonte: RIGAZZO (2003)	107
Figura 59 - Detalhe da forma tipo “pressão”. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).	107
Figura 60 - Remoção do concreto excedente. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	107
Figura 61 - Execução da projeção de concreto. Fonte: AGUIAR (2011).....	108
Figura 62 - Preparo de superfície para argamassa. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998). 110	
Figura 63 - Passo-a-passo do jateamento de argamassa com adesivo acelerador. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	113
Figura 64 - Exemplo de situação onde há corrosão da armadura. Fonte: THOMAZ (2003)	114
Figura 65 - Exemplo de pilar com armadura corroída. Fonte: GRANATO (2002)	115
Figura 66 - Configurações de reforço com adição de armadura e concreto em pilares. Fonte: TAKEUTI (1999).....	115
Figura 67 - Adição de barras em viga corroída. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).....	116

Figura 68 - Representação de emenda por transpasse. Fonte: MARCELLI (2007).....	118
Figura 69 - Representação de emenda com luva. Fonte: MARCELLI (2007).....	118
Figura 70 - Representação de emenda por solda. Fonte: MARCELLI (2007).....	119
Figura 71 - Exemplos de reforço com chapa somente colada (esquerda) e também com buchas expansivas. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).	119
Figura 72 - Reforço por adição de chapas. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)	120
Figura 73 - Reforço utilizando cantoneiras metálicas. Fonte: RIGAZZO (2003).....	122
Figura 74 - Sistema de aplicação das folhas de PRFC. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)	125
Figura 75 - Remoção de sujeira por lixamento (esq.) e posterior limpeza com jato de ar comprimido (dir.). Fonte: RIGAZZO (2003)	126
Figura 76 - Limpeza com estopa umedecida (esq.) e aplicação da resina primária (dir.). Fonte: RIGAZZO (2003)	126
Figura 77 - Aplicação da manta e da resina de colagem (esq.) e por final aplicação de resina saturante (dir.). Fonte: RIGAZZO (2003).....	126
Figura 78 - Reforço em viga de concreto. Fonte: MARCELI (2007).....	128
Figura 79 - Reforço em viga de concreto projetado. Fonte: MARCELLI (2007).....	128
Figura 80 - Reforço de pilares. Fonte: MARCELLI (2007)	129
Figura 81 - Reforço para trincas de punção. Fonte: MARCELLI (2007).....	130
Figura 82 - Processo de furação para colocação dos tubos de injeção. Fonte: ZAPLA (2006)	132
Figura 83 - Processo de injeção de fissuras. Fonte: ZAPLA (2006)	133
Figura 84 - Processo de injeção de fissuras. Fonte: ZAPLA (2006)	133
Figura 85 – Fissura selada. Fonte: PiniWeb (2008).....	134
Figura 86 - Detalhe do posicionamento dos grampos. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)	135
Figura 87 - Viga de concreto armado deteriorada. Fonte: SANTOS (2012)	136
Figura 88 - Detalhe do deslaqueamento de concreto na viga. Fonte: SANTOS (2012)	137
Figura 89 - Desagregação no pilar. Fonte: SABINO (2014).....	139
Figura 90 - Vista da seção de concreto removida da viga invertida. Fonte: MORAIS et al. GROSSI (2013)	141
Figura 91 - Vista das armaduras que foram cortadas para a passagem de tubulação. Fonte: MORAIS et al. GROSSI (2013)	141

Figura 92 - Ilustração da ancoragem dos novos estribos. Fonte: MORAIS et al. GROSSI (2013).....	142
Figura 93 - Corrosão generalizada em estrutura. Fonte: VALVERDE (2013).....	143
Figura 94 - Forma tipo “cachimbo”. Fonte: VALVERDE (2013)	144
Figura 95 - Extração de corpo-de-prova de uma viga. Fonte: MALHEIROS (2007) ..	145
Figura 96 - Ensaios esclerométrico em um pilar. Fonte: MALHEIROS (2007).....	146

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Tipos de cimento fabricados no Brasil.....	10
Tabela 2 - Especificação dos aços mais comuns.....	15
Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental.....	33
Tabela 4 - Falhas: origens e responsáveis.....	41
Tabela 5 - Indicação dos intervalos de inspeção.....	57
Tabela 6 - Ensaios mais comuns e suas vantagens e desvantagens.....	61
Tabela 7 - Fator de correção para ensaio de resistência do concreto.....	72
Tabela 8 - Valores de PH e seus respectivos constituintes.....	83
Tabela 9 - Valores de Resistividade do concreto e suas respectivas taxas de corrosão.....	84
Tabela 10 - Velocidade dos pulsos e suas respectivas classificações de qualidade do concreto.....	87
Tabela 11 - Valores de potencial e suas respectivas análises.....	89
Tabela 12 - Valores de i_{corr} possíveis.....	90
Tabela 13 - Níveis de carregamento do ensaio.....	92
Tabela 14 - Procedimentos para preparo do substrato.....	96
Tabela 15 - Procedimentos para limpeza da superfície de concreto.....	96
Tabela 16 - Perdas típicas de material em serviços de concreto projetado.....	109

1. Introdução

1.1 Importância do tema

As edificações são extremamente necessárias para todas as atividades humanas nos dias de hoje, sejam elas atividades comerciais ou industriais, ou para uso residencial. Voltadas ao mercado consumidor, devem atender às exigências do cliente e corresponder às expectativas nelas depositadas quando efetivada a compra do imóvel, apresentando, assim, um desempenho considerado satisfatório.

A evolução da conscientização do cliente, em todas as áreas de consumo, fez com que fosse necessário dar um maior valor e atenção à qualidade final do produto. Ou seja, no caso das edificações, tornou-se primordial que os problemas pós-obra fossem minimizados ao máximo, ou ainda, que os problemas aparecessem de acordo com um cronograma de manutenção ao decorrer da utilização da estrutura.

A implantação do Código de Defesa do Consumidor em 1990 possibilitou o cliente de artifícios para fazer valer seus direitos, fazendo com que surgisse os conceitos de “qualidade”, “desempenho” e “certificações de conformidades”, exigindo melhorias em todo o processo construtivo, como material e também mão-de-obra.

No Brasil, os construtores têm o dever de dar uma garantia de cinco anos em suas construções, prazo previsto no Código Civil. E pouco se pesquisa para que as patologias nesse intervalo de cinco anos sejam minimizadas. Segundo Degussa (2008), isso acontece porque grande prazo do aprendizado na área de engenharia estrutural é voltado para a parte de projeto e execução das estruturas, deixando de lado a reabilitação e manutenção das estruturas em geral.

A falta de manutenção faz com que pequenas manifestações patológicas, que teriam baixo custo de recuperação, evoluam para situações de desempenho insatisfatório com ambientes insalubres, de deficiente aspecto estético, de possível insegurança estrutural e de alto custo de recuperação.

1.2 Justificativa da escolha do tema

O estudo das causas das patologias de concreto armado é de extrema complexidade, pois envolve diversos fatores que causam as manifestações patológicas. Desde ataques de agentes químicos até a própria sobrecarga imprevista numa estrutura.

Grande parte dos empreendimentos de hoje possuem uma idade significativa, e, portanto, apresentar desgaste devido à má utilização ou falta de manutenção.

A escolha por este tema se justifica pela deficiência de formação e preparo de profissionais nos diferentes níveis que atuam na área de construção civil no planejamento e execução de manutenção das construções, pós-conclusão, e na identificação, diagnóstico e solução de problemas patológicos.

Um engenheiro civil, por melhor formação que tenha, aperfeiçoa suas técnicas e conceitos com experiências vividas na profissão, juntamente com os exemplos de casos patológicos que ocorreram em outras épocas, a fim de sempre interferir da maneira mais correta possível, escolhendo a melhor alternativa para o caso a que for designado.

Sendo assim, a relevância da realização deste trabalho se deve à necessidade de se fazer um levantamento das patologias detectadas, a qual a partir desta se poderá realizar um estudo para determinar as causas desses problemas e propor alternativas de intervenção.

1.3 Objetivos

O tema deste trabalho está vinculado à grande ocorrência de patologias nas edificações devido às falhas de projeto, construtivas e de manutenção, e consequente desempenho das construções aquém das expectativas dos usuários ou proprietários.

Por isso, este trabalho tem o objetivo de definir os tipos de patologias mais frequentes, descrevendo as principais técnicas de reparo e os materiais empregados, a fim de contribuir para o conhecimento técnico em relação às patologias nas estruturas de concreto armado.

1.4 Metodologia

Este trabalho tem seu desenvolvimento baseado em uma revisão bibliográfica geral sobre as causas de patologias mais comuns, os métodos de ensaios para diagnóstico e posterior análise, a solução dos problemas patológicos encontrados, e mostrar as técnicas de recuperação e reforço estrutural possíveis para os casos mais gerais.

O levantamento de dados e informações se dá por meio de pesquisa eletrônica via internet, via livros dos autores mais reconhecidos no ramo da Engenharia Civil, bem como em dissertações, publicações de revistas e boletins técnicos.

1.5 Estrutura do trabalho

Este trabalho é composto por 7 capítulos, sendo o primeiro capítulo uma introdução com as diretrizes que serão adotadas em seu desenvolvimento.

O capítulo 2 aborda as definições iniciais do que é concreto armado, juntamente com a caracterização dos conceitos que o envolve. Serão expostas suas principais características, os elementos que o constitui, as vantagens e desvantagens de seu uso na construção civil, as principais normas técnicas ligadas ao procedimento da execução de estruturas de concreto armado, além da abordagem dos termos que estão ligados ao concreto armado como durabilidade, vida útil e desempenho.

O capítulo 3 trata o conceito da patologia nas estruturas de concreto armado, fazendo uma contextualização do que é patologia, suas causas e sintomas mais comuns, suas origens relacionadas às etapas de construção, a questão da busca da qualidade nos empreendimentos, os tipos mais comuns de patologias, e o impacto nos custos de uma obra devido às manifestações patológicas.

O capítulo 4 mostra o mapeamento que é geralmente é feito para o diagnóstico das patologias nas estruturas de concreto armado, através de métodos de investigação, análise de dados e métodos de ensaios utilizados.

O capítulo 5 aborda os principais métodos de recuperação das patologias, os materiais empregados nos reparos do concreto, como deve-se proceder no tratamento das armaduras comprometidas, e as técnicas de reforço estrutural mais comuns.

O capítulo 6 traz alguns estudos de caso pesquisados em dissertações e literaturas, relatando patologias que ocorreram em determinadas edificações pelo Brasil, citando as características da obra, os sintomas que ocorreram na estrutura, as causas mais prováveis de cada um dos problemas encontrados, e as técnicas e materiais utilizados para o conserto e reparo das patologias.

O capítulo 7 finaliza trazendo as conclusões que o autor tirou deste trabalho, e sugestões para pesquisas futuras.

2. Estruturas de Concreto Armado

2.1 Conceituação

O concreto (uma mistura feita de agregados miúdos e graúdos, cimento, areia e água) por si só, é um material que resiste às tensões de compressão de uma estrutura. Possui uma baixa resistência à tração. Para solucionar este problema, são adicionadas ao sistema as barras de aço, que compõem a armadura da estrutura, fazendo com que o conjunto concreto mais armadura suportem as duas tensões: compressão e tração. O termo “concreto armado” é, portanto, o somatório destes dois materiais (concreto e barras de aço) que, trabalhando juntos, conseguem dar estabilidade às estruturas.

Deve ser falado ainda o conceito de aderência. Este fenômeno deve existir obrigatoriamente entre o concreto e armadura, para que haja uma real solidariedade entre ambos materiais, a fim de estes trabalhem de forma conjunta.

Bastos (2006) define concreto armado como sendo “a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes”, ou seja:

Concreto armado = concreto simples + armadura + aderência.

O trabalho em conjunto do concreto com armadura fica bem ilustrado na figura 1. No caso (a) tem-se uma viga de concreto simples, que rompe assim que a primeira fissura surge, em decorrência de carregamentos externos. Isso se dá ao fato de a tensão de tração atuante seja maior que a tensão suportada pelo concreto. No caso (b), com a adição de armação ao concreto simples, na região onde se concentram as tensões de tração, constata-se que a resistência à tração do conjunto aumenta significativamente, fazendo com que a viga suporte esse carregamento e não rompa.

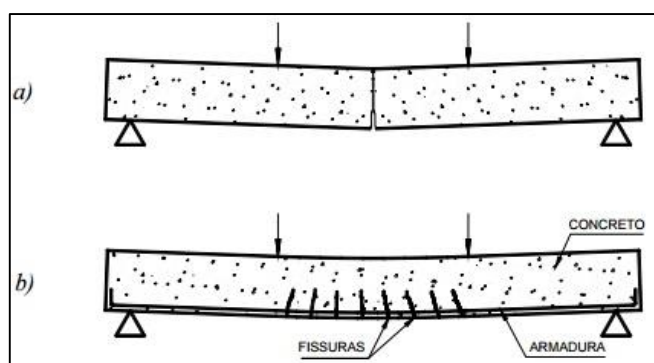


Figura 1 - Viga de concreto simples (a) e armado (b). Fonte: PFEIL (1989)

A NBR 6118 define o que são elementos de concreto armado: “são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”.

Esta norma também define o conceito de armadura passiva: “qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada”.

Portanto, a armadura do concreto armado é chamada “armadura passiva”, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida.

O trabalho do concreto com o aço é satisfatório porque seus coeficientes de dilatação térmica são praticamente iguais. O concreto também tem outra função importante: proteger o aço da corrosão, garantindo a durabilidade do conjunto. Porém essa proteção só é possível com a existência de uma espessura mínima de concreto entre a superfície externa da peça e a barra de aço (denominado cobrimento). Lembrando que outros fatores são determinantes para a proteção das barras de aço, como a qualidade do concreto, por exemplo.

2.2 Uso do concreto armado no Brasil

O concreto armado é um processo construtivo inventado na Europa em meados do século XIX. Este processo foi bastante difundido, pois possibilitou grandes construções, vencendo grandes vãos e alcançando alturas nunca antes imaginadas. O concreto, por ser um material moldável e poder assumir os mais vários formatos, começou a ser usado em larga escala.

Inicialmente empregado apenas em embarcações e tubulações hidráulicas, a partir de fins do século XIX o concreto armado passa a ser utilizado também nas edificações. Junto com o aço e o vidro, ele constitui o repertório dos chamados “novos materiais” da arquitetura moderna (BENEVOLO, 1976), que são produzidos em escala industrial e viabilizam arranha-céus, pontes, silos, estações ferroviárias ou, em suma, aqueles novos objetos arquitetônicos característicos do cenário do mundo modernizado do século XX.

Contudo, em nenhum país desse mundo modernizado a tecnologia do concreto armado foi tão predominante quanto no Brasil. Ele é o material estrutural absolutamente hegemônico nas construções das cidades brasileiras, sejam elas formais ou informais.

Por volta dos anos 1900, começaram a surgir as primeiras construções em concreto armado em solo brasileiro. As primeiras aplicações que se tem notícia foi a de execução de casas de habitação em Copacabana, no Rio de Janeiro (VASCONCELOS, 1992).

Nessa época, as estruturas de concreto eram calculadas no exterior. Segundo Vasconcellos (1992), o francês François Hennebique oferecia plantas e orçamentos gratuitos para obras no Rio de Janeiro. Ele foi o primeiro a compreender na Europa a necessidade das armaduras no concreto. Com a chegada da empresa alemã Wayss & Freytah, ocorreu o grande desenvolvimento do concreto armado no Brasil. E a partir de 1924, com a formação de engenheiros brasileiros especializados em concreto armado, os cálculos passaram a serem feitos aqui.

2.3 Normas técnicas

A normatização brasileira, nos moldes que é conhecido hoje, foi criada no ano de 1940, nomeada ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) com a primeira norma NB-1. Atualmente são várias as normas existentes que regulam os mais diversos procedimentos. Tratando-se de concreto armado, podemos destacar algumas normas técnicas principais:

- a) NBR 6118 (2003): Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- b) NBR 14931 (2003): Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- c) NBR 6120 (1980): Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- d) NBR 6122 (1988): Forças devido ao vento em edificações - Procedimento;
- e) NBR 8681 (2003): Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- f) NBR 9607 (1986): Provas de carga em estruturas de concreto armado e protendido;
- g) NBR 7480 (1996): Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado;

- h) NBR 8548 (1984): Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração;
- i) NBR 12655 (1996): Concreto - Preparo, controle e recebimento;
- j) NBR 7211 (2005): Agregados para concreto – Especificação;
- k) NBR 12654 (1992): Controle tecnológico de materiais componentes do concreto;
- l) NBR 7191 (1982): Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado;

2.4 Componentes do concreto armado

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita), e ar. Pode também conter adições (cinza volante, pozolanas, sílica ativa, etc.) e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas.

Esquemáticamente pode-se indicar que a pasta (figura 2) é o cimento misturado com a água, a argamassa (figura 3) é a pasta misturada com a areia, e o concreto (figura 4) é a argamassa misturada com a pedra ou brita, também chamado concreto simples (concreto sem armaduras) (BASTOS, 2006).



Figura 2 - Pasta de cimento e água. Fonte: METHA e MONTEIRO (2008)



Figura 3 - Argamassa. Fonte: METHA e MONTEIRO (2008)



Figura 4 – Concreto simples. Fonte: METHA e MONTEIRO (2008)

2.4.1 Cimento

O Cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o Cimento Portland não se decompõe mais. O cimento é o principal elemento dos concretos e é o responsável pela transformação da mistura de materiais que compõem o concreto no produto final desejado.

O cimento é composto de clínquer e de adições, sendo o clínquer seu principal componente, presente em todos os tipos de cimento. O clínquer tem como matérias primas básicas o calcário e a argila. Para a fabricação, a rocha calcária inicialmente britada e moída é misturada com argila moída. A mistura é submetida a um calor intenso de até 1.450°C e então bruscamente resfriada, formando pelotas - o clínquer. Após moagem o clínquer transforma-se em pó. A propriedade básica do clínquer é ser um ligante hidráulico, que endurece em contato com a água (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

Para formar o cimento, o clínquer recebe adições, que são matérias-primas misturadas ao clínquer no processo de moagem, e são as adições que definem as

propriedades dos diferentes tipos de cimento. As principais adições são o gesso, as escórias de alto-forno, e os materiais pozolânicos e carbonáticos.

Os sacos de cimento vendidos no comércio, além da sigla de letras e algarismos romanos que caracterizam o tipo do cimento, devem apresentar um número em algarismo arábico: 25, 32 ou 40, indicando a mínima resistência à compressão aos 28 dias de idade em argamassa normal, ou seja, 25 MPa, 32 MPa ou 40 MPa. Exceção aos cimentos de alta resistência inicial cujas resistências devem ser medidas aos 7 dias de idade. Normalmente o cimento é vendido no comércio em sacos de 50 kg, protegidos com folhas de papel impermeável, devendo estar impresso na embalagem o tipo e a classe do cimento (NBR 8953).

Os tipos de cimento que existem no Brasil diferem em função da sua composição, como o cimento portland comum, o composto, o de alto-forno, o pozolânico, o de alta resistência inicial, o resistente a sulfatos, o branco e o de baixo calor de hidratação. Dentre os diferentes tipos de cimento listados na tabela 1, os de uso mais comuns nas construções são o CII E-32, o CII F- 32 e o CIII-40. O cimento CPV-ARI é também muito utilizado em fábricas de estruturas pré-moldadas. A tabela 1, lista os tipos de cimentos disponíveis para trabalho no Brasil.

Especial atenção deve ser dada ao armazenamento do cimento visando, principalmente, evitar que a umidade venha a deteriorá-lo. A NBR 6118, no item 8.1.1.3, faz as seguintes recomendações quanto ao armazenamento do cimento:

- a) Não misturar lotes recebidos em épocas diferentes;
- b) Consumo na ordem cronológica de recebimento;
- c) Pilhas no máximo com 10 sacos, podendo atingir 15 sacos se o tempo de armazenagem for no máximo de 15 dias;
- d) Local protegido da ação das intempéries, da umidade e de outros agentes nocivos (barracões cobertos, fechados lateralmente, assoalho de madeira afastado do chão e as pilhas de sacos de cimento afastadas das paredes).

Tabela 1 – Tipos de cimento fabricados no Brasil. Fonte: BASTOS (2006)

Nome técnico		Identificação do tipo e classe
Cimento portland comum	Cimento portland comum	CP I-25 CP I-32 CP I-40
	Cimento portland comum com adição	CP I-S-25 CP I-S-32 CP I-S-40
Cimento portland composto	Cimento portland composto com escória	CP II-E-25 CP II-E-32 CP II-E-40
	Cimento portland composto com pozolana	CP II-Z-25 CP II-Z-32 CP II-Z-40
	Cimento portland composto com filer	CP II-F-25 CP II-F-32 CP II-F-40
Cimento portland de alto-forno		CP III-25 CP III-32 CP III-40
Cimento portland pozolânico		CP IV-25 CP IV-32
Cimento portland de alta resistência inicial		CP V-ARI
Cimento portland resistente a sulfatos		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo: CP I-32RS, CP II-F-32RS, CP III-40RS, etc.
Cimento portland de baixo calor de hidratação		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo BC. Exemplo: CP I-32BC, CP II-F-32BC, CP III-40BC, etc.
Cimento portland branco	Cimento portland branco estrutural	CPB-25 CPB-32 CPB-40
	Cimento portland branco não estrutural	CPB
Cimento para poços petrolíferos		CPP - classe G

2.4.2 Agregados

A NBR 9935 define agregado como “material granular pétreo, sem forma ou volume definido, a maioria das vezes quimicamente inerte, obtido por fragmentação natural ou artificial, com dimensões e propriedades adequadas a serem empregados em obras de engenharia”.

A NBR 7211 fixa as características exigíveis na recepção de agregados: faixas recomendáveis de composição granulométrica, teor máximo de substâncias nocivas e impurezas orgânicas e outros dados de importância prática.

Os agregados são muito importantes no concreto porque cerca de 70 % da sua composição é constituída pelos agregados. A principal aplicação dos agregados, seja a areia ou a pedra, na fabricação do concreto é de natureza econômica, tendo em vista tratarem-se materiais de baixo custo unitário, inferior ao do cimento. No entanto, os agregados possibilitam que algumas outras propriedades da rocha artificial a ser formada apresentem melhor performance, tais como: redução da retração da pasta de cimento, aumento da resistência ao desgaste, melhor trabalhabilidade e aumento da resistência ao fogo.

Na classificação quanto às dimensões, os agregados (figura 5) são chamados de miúdo, como as areias, e graúdo, como as pedras ou britas. O agregado miúdo tem diâmetro máximo igual ou inferior a 4,8 mm, e o agregado graúdo tem diâmetro máximo superior a 4,8 mm.



Figura 5 - Agregados: miúdo (areia, esq.) e graúdo (brita, dir.). Fonte: MEHTA e MONTEIRO (2008)

Para a dosagem de concretos, especial atenção deve ser dada a umidade nos agregados, o que exigirá uma correção das proporções da mistura (diminuição da quantidade de água a ser adicionada e acréscimo da massa do agregado de igual valor).

No caso da areia aparece outro efeito: o “inchamento”. É o aumento de volume causado pelas películas de água que tendem a afastar as partículas de areia. Valores de umidade em torno de 3% chegam a produzir na areia, inchamento da ordem de 30%. A determinação do inchamento de agregados miúdos é feita pelo método descrito na NBR 6467.

As britas são os agregados graúdos mais usados no Brasil, com uso superior a 50 % do consumo total de agregado graúdo nos concretos (MEHTA e MONTEIRO, 1994). No passado era comum a mistura de britas 1 e 2 para a confecção de concretos, porém, hoje no Brasil, a grande maioria dos concretos feitos para as obras correntes utiliza apenas a brita 1 na sua confecção.

2.4.3 Água

A água é necessária no concreto para possibilitar as reações químicas do cimento, chamadas reações de hidratação, que irão garantir as propriedades de resistência e durabilidade do concreto. Tem também a função de lubrificar as demais partículas para proporcionar o manuseio do concreto. Normalmente a água potável é a indicada para a confecção dos concretos.

O item 8.1.3 da NBR 6118 especifica os teores máximos toleráveis de substâncias nocivas para a água. A água do mar não é recomendada. Pode levar a resistências iniciais mais elevadas que os concretos normais, mas as resistências finais são sempre menores, além da possibilidade de corrosão da armadura. As águas minerais também não são recomendadas.

“A água de mistura do concreto é, possivelmente, o seu componente menos dispendioso, mas também é, seguramente, um dos mais importantes” (SOUZA e RIPPER, 1998).

A quantidade de água utilizada na mistura, define o que se chama de fator água/cimento (figura 6), que influencia diretamente na resistência final do concreto. A estrutura pode desenvolver sintomas patológicos graves caso sejam empregadas águas não-potáveis ou com forte presença de cloretos, pois podem contribuir de modo significativo para o desenvolvimento da corrosão das armaduras.

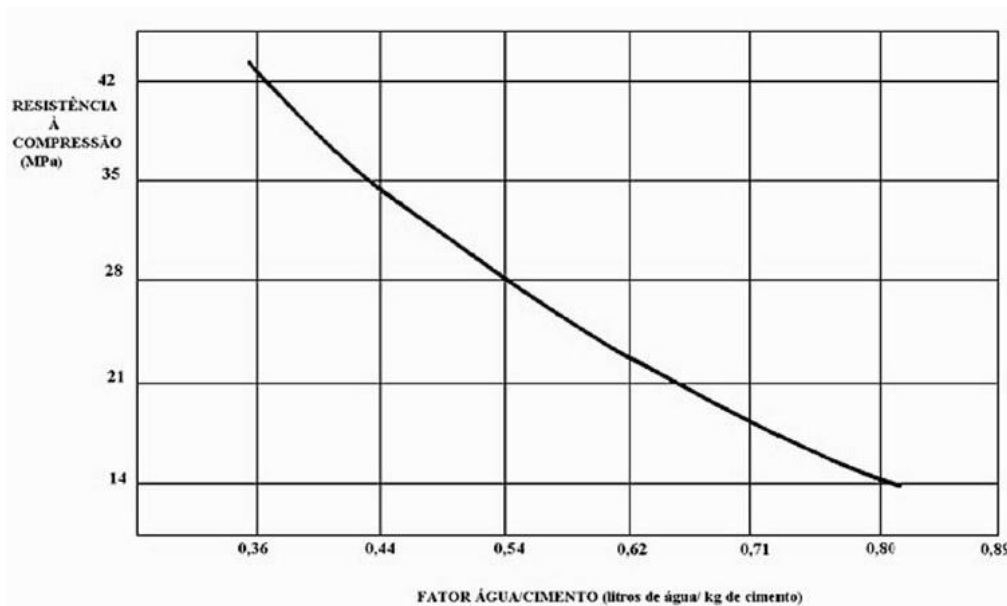


Figura 6 - Decréscimo da resistência à compressão com o aumento do fator água/cimento. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

A influência da água na alteração das propriedades do concreto acontece através das substâncias nela dissolvidas ou em suspensão (argila, silte). Nestes casos, se a quantidade for elevada, poderá acontecer o impedimento da cristalização dos produtos da reação do cimento com a água, com a consequente perda de coesão do produto (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.4.4 Aditivos

Aditivos são substâncias adicionadas intencionalmente ao concreto, com a finalidade de reforçar ou melhorar certas características, inclusive facilitando seu preparo e utilização.

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

Bastos (2006) cita algumas normas gerais para o emprego de aditivos na confecção de concretos:

- a) Os aditivos devem ser evitados de serem utilizados, ou seja, procura-se obter um concreto com as propriedades desejadas sem o recurso do aditivo;
- b) Quando o aditivo for necessário, deverão ser empregados ensaios, para que não haja nenhuma incompatibilidade com os aglomerantes. Após, deve-se fazer um rigoroso controle na dosagem do aditivo.
- c) Os aditivos não devem ser utilizados para corrigir defeitos próprios do concreto, como má dosagem, má execução na obra ou seleção incorreta dos seus componentes;
- d) Os aditivos devem ser conservados de modo adequado, para que não haja alterações de suas propriedades. Os aditivos em pó devem ser mantidos em lugares secos, a fim de ser evitado a formação de “torrões” por conta da umidade. Os aditivos líquidos, devem ser protegidos do calor e agitados antes do uso, para evitar que as eventuais sedimentações ocorridas tirem sua uniformidade;
- e) Deve-se atentar para que se tenha uma mistura uniforme do aditivo em toda massa de concreto, para que seja garantido a homogeneidade;
- f) O emprego de vários aditivos em um único traço de concreto pode ocasionar o aparecimento de efeitos patológicos, devido a uma possível incompatibilidade da mistura.

Mehta e Monteiro (1994) recomenda um controle de qualidade rígido nos aditivos, para que haja um ganho de qualidade efetivo na mistura final do concreto, e que o aditivo usado não venha a prejudicar, ao invés de ajudar, na obtenção de um bom concreto. Eis alguns casos de utilização de aditivos:

- a) Acréscimo de resistência;
- b) Aumento da durabilidade;
- c) Melhora na impermeabilidade;
- d) Melhora na trabalhabilidade;
- e) Possibilidade de retirada de fôrmas em curto prazo;
- f) Diminuição do calor de hidratação (retardamento ou aceleração da pega);
- g) Diminuição da retração;
- h) Aditivos plastificantes e superplastificantes;

- i) Aditivos incorporadores de ar.

2.4.5 Aço

Aço é todo produto siderúrgico, obtido por via líquida, com teor de carbono abaixo de 2 %. Os aços para construção têm, em geral 0,5 % ou menos de teor de carbono.

A obtenção do aço é feita através da mistura de minério de ferro, coque (retirado de carvão mineral), e fundentes (como as “cástinas” que são argilas calcárias, que funcionam também como corretor de Ph), que são sinterizados em um equipamento chamado alto-forno, sob temperaturas da ordem de 1500 °C (FREITAS, 2007).

O aço possui a tensão de escoamento bem definida, e cada tipo é especificado com relação a esta propriedade. Denominam-se através das letras CA, seguindo do valor da tensão de escoamento medido em kgf/mm². Lembrando que o aço possui módulo de elasticidade único no valor de 210 Gpa.

Tabela 2 – Especificação dos aços mais comuns. Fonte: Adaptado do Catálogo da Votoração (2015)

Especificação do aço	Tensão de escoamento (kgf/mm²)	Tensão de escoamento (Mpa)
CA-25	25	250
CA-50	50	500
CA-60	60	600

Os aços estruturais para concreto armado, de fabricação nacional podem ser classificados em dois grupos principais (FREITAS, 2007):

- a) Aços de dureza natural laminados a quente: são os mais utilizados no concreto armado, como o CA-25 e CA-50, antigamente denominados aços tipo A. Os aços CA-50 apresentam mossas (saliências) que aumentam a aderência. Como eles são laminados a quente, não perdem suas propriedades de resistência quando aquecidos ao rubro e resfriados em seguida (condicionalmente até 1100°C a 1200°C). Com isso, podem ser soldados com eletrodos consumíveis comerciais, e não sofrem demasiadamente a ação de chamas moderadas, como no caso de incêndios.

- b) Aços encruados a frio: aços obtidos por tratamentos a frio dos aços comuns, como os atuais CA-60, antigamente denominados aços tipo B. O aço é encruado a frio por torção combinada com tração. Havendo defeitos no material, ele rompe por ocasião do encruamento, o que torna o processo de fabricação um verdadeiro ensaio de detecção de defeitos.

2.5 Vantagens e desvantagens do uso do concreto armado

Como todo procedimento ou material empregado, a utilização do concreto armado nas obras possui vantagens e desvantagens. Bastos (2006) cita as vantagens no seu uso:

- a) Economia: especialmente no Brasil, os seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo;
- b) Conservação: em geral, o concreto apresenta boa durabilidade, desde que seja utilizado com a dosagem correta. É muito importante a execução de cobrimentos mínimos para as armaduras;
- c) Adaptabilidade: favorece à arquitetura pela sua fácil modelagem;
- d) Rapidez de construção: a execução e o recobrimento são relativamente rápidos;
- e) Segurança contra o fogo: é assegurado caso haja um cobrimento mínimo adequado;
- f) Impermeabilidade: é assegurado desde que dosado e executado de forma correta;
- g) Resistência a choques e vibrações: os problemas de desgaste mecânico e fadiga são menores.

Por outro lado, o concreto armado possui algumas sérias desvantagens, sendo as principais:

- a) Peso próprio elevado, relativamente à resistência;
- b) Reformas e adaptações são de difícil execução;
- c) Fissuração (existe, ocorre e deve ser controlada);
- d) Baixo grau de proteção térmica, transmite calor e som.

3. Patologias em Estruturas de Concreto Armado

3.1 A patologia inserida no contexto da Construção Civil

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

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

A construção civil é uma indústria tradicional e atrasada, apresentando grande inércia a alterações, métodos de gestão ultrapassados e resistência a inovações tecnológicas. Há uma tolerância com problemas crônicos, como por exemplo, a baixa qualidade no processo e a baixa qualidade do produto final, as edificações, que apresentam inúmeras não-conformidades e patologias. Os fatores podem ser vários, sendo o principal o desleixo quanto à necessidade de manutenção e a presunção de que uma estrutura de concreto duraria ilimitadamente, dispensando manutenções.

Por muito tempo o concreto foi considerado um material extremamente durável, devido a algumas obras muito antigas ainda encontrarem-se em bom estado, porém a deterioração precoce de estruturas recentes remete aos porquês das patologias do concreto (BRANDÃO & PINHEIRO, 1999).

No Brasil são grandes os avanços nas pesquisas como, por exemplo, as Normas Técnicas para construção, especificação de materiais e de desempenho, nos materiais e nas técnicas construtivas, com o objetivo de aumentar a qualidade final do produto e reduzindo ao máximo os custos.

3.2 Definição de patologia e outros conceitos

3.2.1 Patologia

O termo “patologia”, no contexto da Construção Civil, está alinhado com a definição encontrada na Medicina, na qual estudam-se as origens, os sintomas e a natureza das doenças. Patologias são todas as manifestações cuja ocorrência no ciclo de vida da edificação venha prejudicar o desempenho esperado do edifício e suas partes (subsistemas, elementos e componentes).

DEGUSSA (2008) entende patologia como parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções civis e à terapia cabe estudar a correção e a solução desses problemas patológicos, inclusive aqueles devidos ao envelhecimento natural.

Para Piancastelli (1997), sendo o concreto armado, um material não inerte, ele se sujeita a alterações, ao longo do tempo, devido a interações entre seus elementos constitutivos (cimento, areia, brita, água e aço), interações entre esses e agentes externos (ácidos, bases, sais, gases e outros) e com materiais que lhe são adicionados (aditivos e adições minerais).

3.2.2 Vida útil

Outro termo importante que é necessário caracterizar é “vida útil”. A estrutura, ao decorrer de sua vida útil, estará naturalmente sujeita ao “desgaste”, devido à ação de cargas e sobrecargas, estáticas, dinâmicas, vibrações, impactos, assim como a recalques diferenciados em pontos da fundação com o decorrer dos anos e erosão e cavitação por ação de agentes sólidos e líquidos em reservatórios, canais, tanques. Isto leva a definir “vida útil” como o tempo que a estrutura conserva seus índices mínimos de resistência e funcionalidade. Prolongar este tempo ao máximo é um dos desejos de quem trabalha com construções de edificações (HELENE, 2011).

Segundo a ISO 13823 entende-se por vida útil “o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”. Observe-se que essa definição engloba o conceito de desempenho formulado pela ISO 6241 e que só recentemente, em 2010, foi introduzido na normalização brasileira através da NBR 15575.

Para a NBR 6118, item 6.2, vida útil de projeto é o “período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme itens 7.8 e 25.4, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais”.

Assim, considera-se que um material chegou ao fim de sua vida útil quando suas propriedades, sob dadas condições de uso, se deterioram a tal ponto que a continuação do uso desse material é considerada insegura ou antieconômica (ANDRADE, 1997).

Souza e Ripper (1998) também definem vida útil: “por vida útil de um material entende-se o período durante o qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados. O conhecimento da vida útil e da curva de deterioração de cada material ou estrutura são fatores de fundamental importância para a confecção de orçamentos reais para a obra, assim como de programas de manutenção adequados e realistas”.

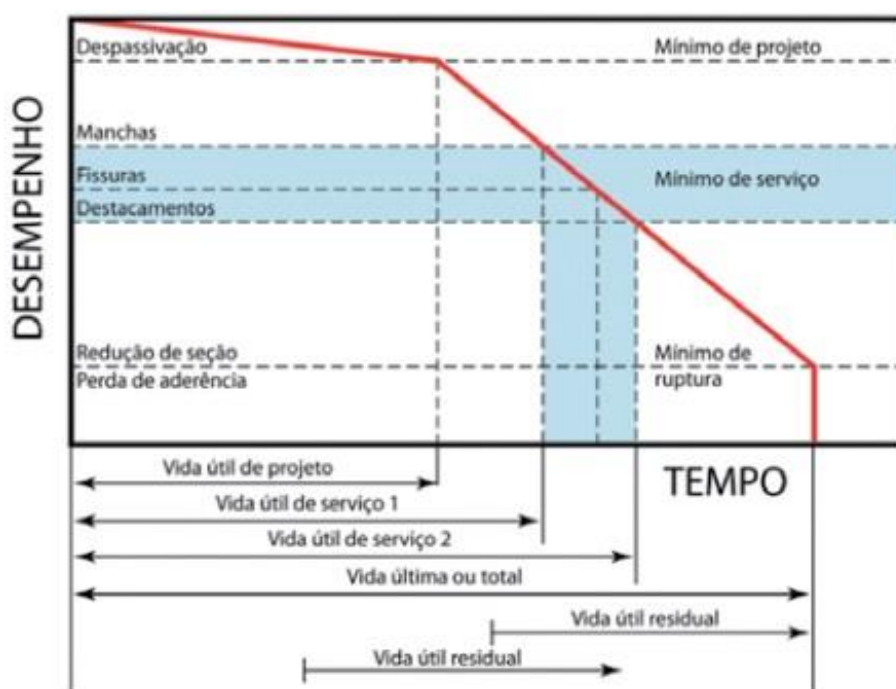


Figura 7 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando por referência o fenômeno de corrosão de armaduras. Fonte: HELENE (1997)

Interpretando a figura 7, tem-se as definições especificadas a seguir (HELENE, 1997):

- a) Vida útil de projeto: Período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. Corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura. O fato da região carbonatada ou de certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que necessariamente a partir desse momento haverá corrosão importante, apesar de que em geral ela ocorre. Esse período de tempo, no entanto, é o período que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança;
- b) Vida útil de serviço: Período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. É muito variável de um caso para outro, pois depende das exigências associadas ao uso da estrutura. Enquanto em certas situações é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras, em outros casos somente o início da queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas e bens, pode definir o momento a partir do qual se deve considerar terminada a vida útil de serviço;
- c) Vida útil última ou total: Período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura / concreto, podendo acarretar o colapso parcial ou total da estrutura;
- d) 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.

Existe uma proximidade entre os conceitos de vida útil e durabilidade que, às vezes, leva à utilização equivocada dos termos. Pode-se considerar que a vida útil é a quantificação da durabilidade que se supõe ser apenas uma qualidade da estrutura. A vida útil pode também ser entendida como o período de tempo durante o qual a estrutura é capaz de desempenhar bem as funções para as quais foi projetada (DA SILVA, 2002).

A vida útil da construção como um todo depende igualmente do comportamento dos elementos estruturais de concreto armado e dos demais componentes incorporados à estrutura, porém, sem função estrutural (BRANDÃO, 1999).

A questão da vida útil das estruturas de concreto deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente, envolvendo equipes multidisciplinares. Deve também ser considerada como resultante de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo: concepção ou planejamento; projeto; fabricação de materiais e componentes; execução propriamente dita e principalmente durante a etapa de uso da estrutura. É nessa etapa onde serão realizadas as operações de vistoria, monitoramento e manutenções preventivas e corretivas, indispensáveis numa consideração correta e sistêmica da vida útil (HELENE, 2001).

Isaia (2001) ensina que vida útil elevada será obtida se a microestrutura estiver isenta de falhas, que na prática vai dificultar a penetração de agentes agressivos quando expostos em seus ambientes.

Quanto ao ciclo da construção, o conceito de vida útil conduz a um tratamento integralizado das seguintes fases:

- a) Planejamento;
- b) Projeto;
- c) Materiais;
- d) Execução;
- e) Utilização (operação e manutenção).

O termo “vida útil” vem naturalmente acompanhado dos termos “durabilidade” e “desempenho”, que serão abordados nas seções 3.2.3 e 3.2.4, respectivamente.

3.2.3 Durabilidade

Helene (2001) define durabilidade como sendo o resultado da interação entre a estrutura de concreto, o ambiente e as condições de uso, de operação e de manutenção. Portanto não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou ao concreto. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la.

Para a NBR 6118, durabilidade “consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. No item 6.1 prescreve que “as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil”.

Isaia (2001) ensina que, no sentido estrito do termo, a durabilidade dos materiais está ligada à sua capacidade de se conservar em determinado estado, com a mesma qualidade ao longo de um dado tempo. De outra forma, é a resistência de um material ou elemento da construção à deterioração ou degradação. Este conceito, diz o autor, está intimamente conectado com o de desempenho que é o comportamento de um produto em serviço (em utilização), sob condições de real funcionamento ou uso, com pleno atendimento às exigências do usuário.

De forma semelhante, para Neville (2001), a durabilidade significa que uma dada estrutura de concreto terá desempenho contínuo satisfatório, para as finalidades para as quais foi projetada, isto é, que manterá sua resistência e condições normais de serviço durante a vida útil especificada ou esperada. Isaia (2001) afirma que esta definição implica no conhecimento dos processos de deterioração aos quais, um dado concreto, estará exposto nas condições ambientais reais da estrutura, durante o seu tempo de duração.

Mais especificamente, uma diretriz encontrada na literatura técnica diz que a durabilidade da estrutura de concreto é determinada por quatro fatores, identificados como regra dos 4C (HELENE, 2001):

- a) Composição ou traço do concreto;

- b) Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- c) Cura efetiva do concreto na estrutura;
- d) Cobrimento ou espessura do concreto de cobrimento das armaduras.

Por exemplo, um adensamento mal executado pode resultar em alto índice de vazios, produzindo, assim, um concreto altamente poroso. Uma cura insuficiente, por sua vez, produz baixo grau de hidratação do cimento, especialmente nas regiões superficiais, resultando em alta permeabilidade do concreto de superfície e baixa durabilidade das peças.

Tradicionalmente, a durabilidade de uma estrutura de concreto tem sido considerada através de regras implícitas, de modo determinístico, por intermédio de fatores como cobrimento mínimo, relação água/aglomerante máxima, limitação de abertura de fissuras, tipo de cimento, tipo de aditivo, etc. Estes valores são tomados a partir de pesquisas de laboratório ou de campo e lições oriundas da experiência prática. Os resultados que se tem obtido com este procedimento leva, em geral, a um grau satisfatório de durabilidade, mas com variações significativas (positivas ou negativas) devido à grande influência das condições reais do meio ambiente envolvente e do concreto real colocado nas peças estruturais (ISAIA, 2001).

Bastos (2006) cita a importância da drenagem visando a durabilidade, baseado no item 7.2 da NBR 6118. Deve-se tomar os seguintes cuidados:

- a) Presença ou acúmulo de água proveniente de chuva ou decorrente de água de limpeza e lavagem, sobre as superfícies das estruturas de concreto;
- b) Superfícies expostas que necessitem ser horizontais, tais como coberturas, pátios, garagens, estacionamentos e outras, devem ser convenientemente drenadas, com disposição de ralos e condutores;
- c) Todas as juntas de movimento ou de dilatação, em superfícies sujeitas à ação de água, devem ser convenientemente seladas, de forma a torná-las estanques à passagem (percolação) de água;
- d) Todos os topos de platibandas e paredes devem ser protegidos por chapins. Todos os beirais devem ter pingadeiras e os encontros a diferentes níveis devem ser protegidos por rufos.

A norma NBR 6118, no item 7.3, ainda cita outras recomendações que são importantes na busca da durabilidade de uma estrutura, no que diz respeito às formas arquitetônicas e estruturais:

- a) Disposições arquitetônicas ou construtivas que possam reduzir a durabilidade da estrutura devem ser evitadas;
- b) Deve ser previsto em projeto o acesso para inspeção e manutenção de partes da estrutura com vida útil inferior ao todo, tais como aparelhos de apoio, caixões, insertos, impermeabilizações e outros.

3.2.4 Desempenho de uma edificação

Segundo Souza e Ripper (1998), por desempenho entende-se o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção. Em uma estrutura, para que um sintoma, seja classificado como patológico, deve comprometer algumas das exigências da construção, seja ela de capacidade funcional, mecânica ou estética. Assim, observa-se que existe uma forte relação entre a manifestação patológica e o desempenho da edificação, na medida em que sua avaliação é relacionada com o comportamento da estrutura em utilização. Logo, a análise das manifestações patológicas é função também de dois aspectos fundamentais: tempo e condições de exposição, tornando-a, assim, associada aos conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho (ANDRADE e SILVA, 2005).

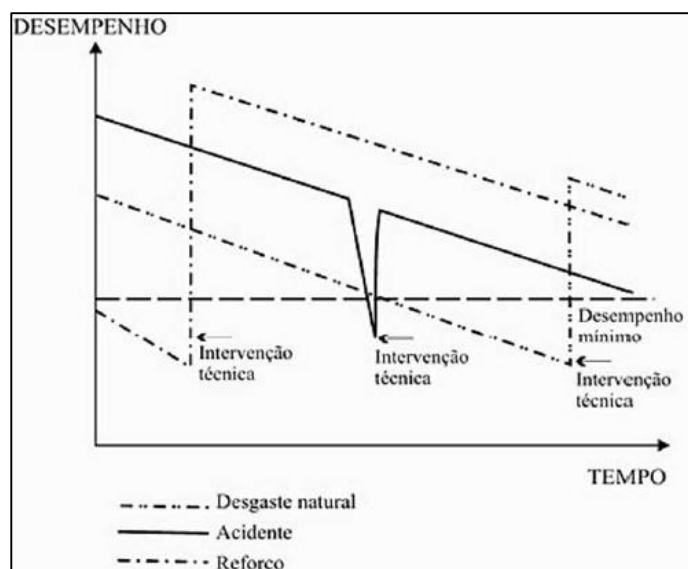


Figura 8 - Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Na figura 8 são representadas, genericamente, três diferentes histórias de desempenhos estruturais, ao longo das respectivas vidas úteis, em função da ocorrência de fenômenos patológicos diversos.

No primeiro caso, representado pela curva traço-duplo ponto, está ilustrado o fenômeno natural de desgaste da estrutura. Quando há a intervenção, a estrutura se recupera, voltando a seguir a linha de desempenho acima do mínimo exigido para sua utilização.

No segundo caso, representado por uma linha cheia, trata-se de uma estrutura sujeita, a dada altura, a um problema súbito, como um acidente, por exemplo, que necessita então de imediata intervenção corretiva para que volte a comportar-se satisfatoriamente.

No terceiro caso, representado pela linha traço-ponto, tem-se uma estrutura com erros originais, de projeto ou de execução, ou ainda uma estrutura que tenha necessitado alterar seus propósitos funcionais, situações em que se caracteriza a necessidade de reforço.

A situação ideal, em relação a uma estrutura, será a de se desenvolver o projeto de forma que a construção possa ser bem-feita e o trabalho de manutenção facilitado, mantendo-se a deterioração em níveis mínimos (SOUZA e RIPPER, 1998).

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 9 (SOUZA e RIPPER, 1998).

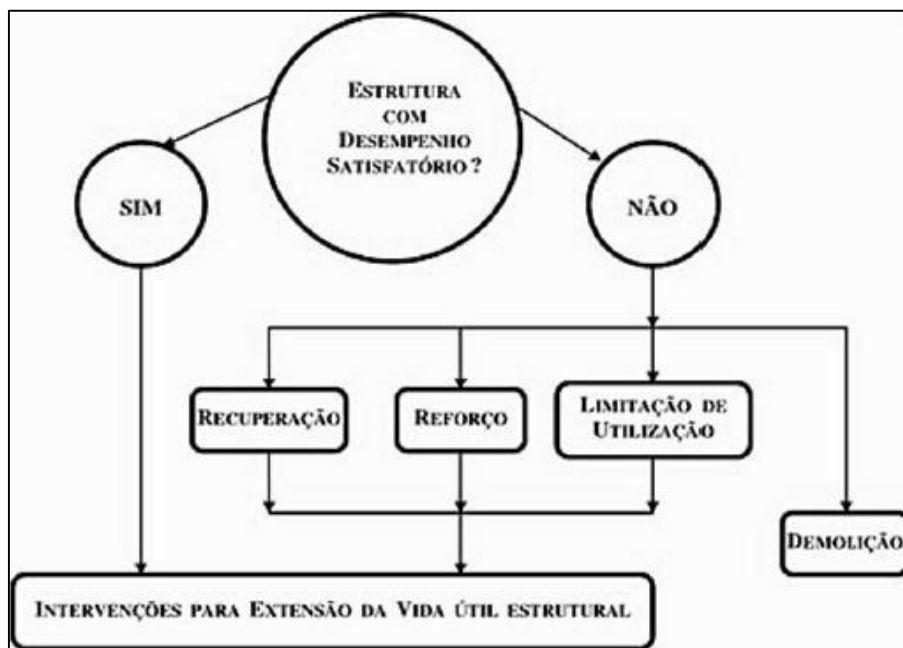


Figura 9 - Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

3.3 Procedimentos para análise de vida útil

Segundo Helene (2001), a introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto pode ser efetuada, em princípio, através de um dos seguintes procedimentos de espectro amplo:

- a) Com base nas experiências anteriores;
- b) Com base em ensaios acelerados;
- c) Através de métodos deterministas, baseados nos mecanismos de transporte;
- d) Através de métodos estocásticos ou probabilistas.

O procedimento básico para análise inclui a identificação das informações necessárias para definição do estudo, a seleção ou desenvolvimento de procedimentos de ensaio, realização de ensaios, interpretação de dados e relatório dos resultados (JOHN, 2001).

O avanço no conhecimento sobre os mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios porosos como o concreto tem proporcionado uma evolução nos estudos sobre durabilidade das estruturas de concreto armado, possibilitando associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Consequentemente, passou a ser viável a avaliação da vida útil expressa em número de

anos e não mais em critérios apenas qualitativos de adequação da estrutura a certo grau de exposição.

Esse pode ser considerado um grande avanço na área de vida útil de estruturas de concreto armado. Porém, apesar de muitos modelos com essa finalidade estarem disponíveis atualmente, suas validações a partir de comparações com resultados de campo precisam ser realizadas e são mais demoradas por envolverem monitoramento de estruturas em condições reais de utilização, cuja degradação é relativamente lenta.

Segundo Cascudo (2001), os aspectos mais relevantes de durabilidade envolvem investigações sobre as condições da armadura (se passivada ou não), sobre as condições de carbonatação do concreto, sobre a presença de agentes agressivos tais como cloretos e sulfatos no concreto e sobre a eventual presença de agregados reativos. Uma inspeção preliminar e, posteriormente, uma inspeção detalhada fazem parte de uma avaliação sistemática do problema de corrosão das armaduras. A primeira é constituída de um exame visual para caracterizar todos os sintomas, assim como de uma série de pequenos ensaios que permitam abalizar o problema e preparar um plano mais detalhado para desenvolver uma inspeção pormenorizada. A inspeção detalhada tem por objetivo quantificar a extensão da deterioração e caracterizar os elementos da estrutura; seu desenvolvimento exige uma ampla campanha de ensaios.

3.4 Requisitos e critérios de desempenho e qualidade

Segundo Brandão (1999), as exigências da qualidade para uma estrutura de concreto podem ser classificadas em três grupos distintos, referentes, respectivamente, à segurança, ao bom desempenho em serviço e à durabilidade.

- a) Capacidade resistente: significa que a estrutura deve ter a capacidade de suportar as ações previstas de ocorrerem na construção, com conveniente margem de segurança contra a ruína ou a ruptura;
- b) Desempenho em serviço: consiste na capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante toda a sua vida útil, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;
- c) Durabilidade: consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas entre o engenheiro estrutural e o contratante.

Os requisitos relativos à segurança e ao bom desempenho em serviço devem ser observados durante toda a vida útil prevista para as estruturas, o que significa que elas devem ser projetadas e mantidas de modo que apresentem durabilidade adequada. As medidas a serem tomadas para garantir a segurança, o bom desempenho em serviço e a durabilidade de uma estrutura são baseadas nas condições de utilização e ambientais.

De forma semelhante, Rezende (1996) diz que uma estrutura de concreto tem desempenho adequado e qualidade quando apresenta segurança e condições de utilização do ponto de vista de estabilidade e mantém estas características durante o período de vida útil estabelecido em projeto.

Relativamente à durabilidade, os requisitos e critérios de desempenho visam limitar o nível de degradação dos materiais, quando submetidos a ensaios que aceleram a ação dos agentes agressivos atuantes sobre o componente ou estrutura. Buscam impedir a utilização conjunta de materiais incompatíveis físico-quimicamente e de detalhes construtivos que possam contribuir para a diminuição da vida útil da estrutura e de seus elementos (ROQUE, 2003).

O projeto estrutural deve ser feito de forma a atender os requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, bem como considerar as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas, de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar-condicionado, etc.), e exigências particulares, como resistência a explosões, ao impacto, aos sismos, ou ainda relativas à estanqueidade e ao isolamento térmico ou acústico.

O projeto estrutural final deve proporcionar as informações necessárias para a execução da estrutura, sendo constituído por desenhos, especificações e critérios de projeto. As especificações e os critérios de projeto podem constar dos próprios desenhos ou constituir documento separado.

Segundo a norma, dependendo do porte da obra, o projeto estrutural deve ser conferido por um profissional habilitado, cabendo essa responsabilidade à contratante. A conferência ou avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com o projeto, como condição essencial para que os resultados da conferência se tornem efetivos e possam ser aproveitados. Na seção 25 da NBR 6118 encontram-se os critérios de aceitação e os procedimentos corretivos quando necessários.

3.5 As patologias relacionadas aos custos da construção

É sabido que, em uma obra de construção civil, quanto antes for diagnosticado um problema, melhor. Como numa fase de projeto, por exemplo, a fim de se evitar patologias de ordem estrutural. O custo envolvido numa recuperação da estrutura posterior ao término da construção é muito maior se comparado à alguma intervenção a nível de projeto ou execução inicial. Diante do total gasto para o erguimento de um empreendimento, os custos de projeto variam de 3% a 10% desse valor (DAL MOLIN, 1988).

Devido à sua importância, um grande avanço na obtenção da melhoria de qualidade da construção pode ser alcançado partindo-se de uma melhor qualidade dos projetistas. É na fase de projeto que são tomadas as decisões de maior repercussão nos custos, velocidade e qualidade dos empreendimentos.

De acordo com Medeiros e Helene (2009), a manutenção e os reparos têm se tornado questões difundidas e preocupantes em alguns países, principalmente quando se analisa em termos de custos. Já que esses serviços exigem gastos de bilhões acarretando grande impacto econômico, e chegando, até mesmo, a representar 50% dos gastos feitos em construções em algumas situações.

Couto (2007) posiciona o fator de decisão entre ações de manutenção preventiva e ações corretivas como sendo o aspecto financeiro. Contudo, a prática tem demonstrado que os custos de prevenção não são tão expressivos em relação aos custos de intervenção. De qualquer forma, o que realmente se busca é assegurar um comportamento satisfatório de uma edificação durante um período de vida útil planejado.

Os responsáveis pela execução de um projeto de edificação devem atentar para as decisões que serão tomadas durante o processo construtivo, como a compra de materiais, ou nas formas de execução. Pode-se citar como exemplo de tomada de decisão, a economia na etapa de sondagem do terreno. É verificado na história da construção civil que uma sondagem feita de modo menos detalhada pode ser decisiva no que diz respeito ao atendimento da qualidade na execução do projeto. Acidentes durante a construção do empreendimento podem levar, desde problemas mais simples como atraso da obra, a problemas mais graves como óbitos e danos materiais. Tudo isto leva a custos mais elevados ao que estava orçado anteriormente, sendo assim, uma economia que não valerá a pena no futuro.

Sobre as recuperações patológicas pode-se afirmar que as correções são mais fáceis de executar, mais duráveis e mais baratas, quanto mais rápido forem a execução delas. Daiha (2004) ressalta que os custos de intervenção na estrutura, para atingir um certo nível de durabilidade e proteção, crescem exponencialmente quanto mais tarde for essa intervenção e que a evolução desse custo pode ser assimilada ao de uma progressão geométrica de razão 5, conhecida por “Lei dos 5” ou regra de Sitter, representada na figura 10, que mostra a evolução dos custos em função da fase da vida da estrutura em que a intervenção seja feita.

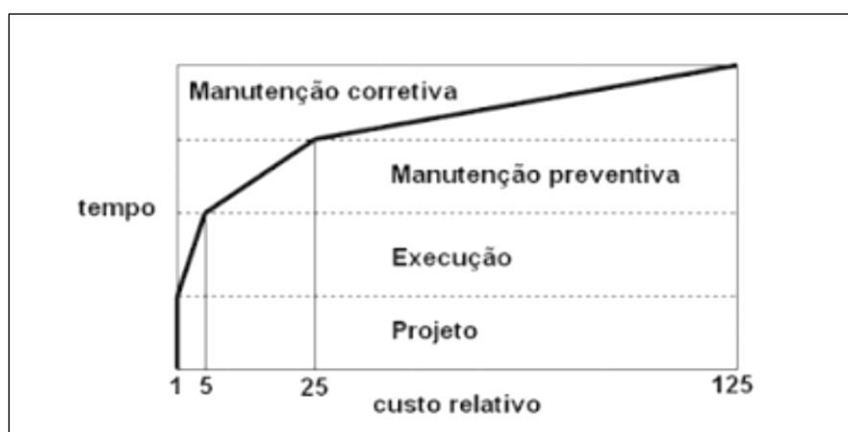


Figura 10 - Lei de Sitter. Fonte: DAIHA (2004)

De acordo com Helene (1997), ao separar as fases da construção conforme a figura 10 (projeto, execução e manutenções), pode-se definir em cada uma, como que a obra seria afetada no custo caso a intervenção fosse feita nesta determinada fase.

- a) Fase de projeto: toda medida tomada em nível de projeto com o objetivo de aumentar a proteção e a durabilidade da estrutura, como, por exemplo, aumentar o cobrimento da armadura, reduzir a relação água / cimento do concreto ou aumentar o f_{ck} , especificar certas adições, ou tratamentos protetores de superfície, e outras tantas implica um custo que pode ser associado ao número 1(um);
- b) Fase de execução: toda medida extra-projeto, tomada durante a fase de execução propriamente dita, implica um custo cinco vezes superior ao custo que acarretaria tomar uma medida equivalente na fase de projeto, para obter-se o mesmo nível final de durabilidade ou vida útil da estrutura. Um exemplo típico é a decisão em obra de reduzir a relação água / cimento para aumentar a durabilidade. A mesma medida tomada na fase de projeto

permitiria o redimensionamento automático da estrutura considerando um novo concreto de resistência à compressão mais elevada, de maior módulo de deformação e de menor fluência. Esses predicados permitiriam reduzir as dimensões dos componentes estruturais, reduzir as formas e o volume de concreto, reduzir o peso próprio e reduzir as taxas de armadura. Essas medidas tomadas em nível de obra, apesar de eficazes e oportunas do ponto de vista da vida útil, não mais podem propiciar economia e otimização da estrutura;

- c) Fase de manutenção preventiva: as operações isoladas de manutenção do tipo; pinturas frequentes, limpezas de fachada sem beirais e sem proteções, impermeabilizações de coberturas e reservatórios mal projetados, e outras, necessárias a assegurar as boas condições da estrutura durante o período da sua vida útil, podem custar até 25 vezes mais que medidas corretas tomadas na fase de projeto estrutural ou arquitetônico. Por outro lado, podem ser cinco vezes mais econômicas que aguardar a estrutura apresentar problemas patológicos evidentes que requeiram uma manutenção corretiva;
- d) Fase de manutenção corretiva: corresponde aos trabalhos de diagnóstico, reparo, reforço e proteção das estruturas que já perderam sua vida útil de projeto e apresentam manifestações patológicas evidentes. A estas atividades pode-se associar um custo 125 vezes superior ao custo das medidas que poderiam e deveriam ter sido tomadas na fase de projeto e que implicariam um mesmo nível de durabilidade que se estime dessa obra após essa intervenção corretiva.

A demora em iniciar a manutenção de uma obra torna os reparos mais trabalhosos e onerosos. Por exemplo, a verificação do fck do concreto utilizado na obra através do rompimento de corpos-de-prova é obtida de forma tardia (28 dias), pois o concreto já foi lançado na estrutura, e se não estiver de acordo com o fck de projeto, a solução é reforço ou reconstrução.

Esta intervenção é trabalhosa e onerosa, pois além dos gastos para o reforço ou reconstrução, ocorre atraso no cronograma de execução da obra. E, se caso este problema não for solucionado, além de diminuir significativamente o tempo de vida útil da obra, o custo de futuras manutenções será muito maior.

Sendo assim, nota-se que há necessidade de encontrar um método simples e rápido e que seja aplicável no canteiro de obras de forma a prever com maior precisão a

resistência mecânica do concreto. Isso antes do seu lançamento, a fim de descartá-lo, encaminhar para outra aplicação ou efetuar correções no traço, caso não atenda as condições mínimas especificadas em projeto, e assim, garantir a economia e a durabilidade das estruturas, sem dispensar o uso do controle tecnológico existente.

3.6 Fatores e mecanismos de degradação

Em princípio, a deterioração do concreto pode ocorrer a partir da degradação da pasta, do agregado ou de ambos. Brandão (1999) diz que na prática a degradação da pasta é apontada como a principal causa, uma vez que, sendo o agregado um tipo de rocha, possui maior resistência ao ataque químico. Além disso, os danos na pasta são, em geral, mais severos do que nos agregados.

A deterioração do concreto é iniciada, geralmente, por processos químicos, embora fatores físicos e mecânicos também possam estar envolvidos, em combinação ou não, com os processos químicos. Podem-se distinguir outros tipos de deterioração, como, por exemplo, os desencadeados por processos biológicos ou, ainda, eletroquímicos, como é o caso da corrosão de armaduras embutidas nos concretos.

Diversos agentes naturais atuam sob o concreto armado provocando o seu envelhecimento, ou seja, a perda gradual de seu desempenho estético, funcional e estrutural. As causas de deterioração originam-se de diversas ações: mecânicas, físicas, químicas e biológicas, podendo estas ocorrer isoladamente ou simultaneamente, dependendo da velocidade de propagação principalmente, do meio que a estrutura está inserida (ANDRADE e SILVA, 2005).

Helene (2001) indica que os mecanismos mais importantes de deterioração da estrutura de concreto são:

- a) Mecanismos de deterioração relativos ao concreto: lixiviação (águas puras e ácidas), expansão por sulfatos ou magnésio, expansão por reação álcali-agregado, reações superficiais deletérias.
- b) Mecanismos de deterioração relativos à armadura: corrosão devida à carbonatação e corrosão por elevado teor de íon cloro (cloreto).
- c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita: ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas (fadiga), deformação lenta (fluência), relaxação, e outros

considerados em qualquer norma ou código regional, nacional ou internacional, mas que não fazem parte de uma análise de vida útil e durabilidade tradicional.

Outro fator importante que deve ser considerado é o ambiente em que a estrutura está inserida. A NBR 6118 destaca que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto. Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 3, podendo ser avaliada segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 3 – Classes de agressividade ambiental. Fonte: ABNT NBR 6118

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 ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Para Lima (2005) como as estruturas estão inseridas em diversos ambientes, esses devem ser analisados, com o objetivo, de que, na fase de projeto da estrutura, todas as ações de degradação sejam previstas.

Helene (1986) dividiu os ambientes nos quais as estruturas estão inseridas em urbano, salino, diferenciados e industriais. O ambiente urbano caracteriza-se por uma concentração populacional que ocasiona diversas alterações no meio ambiente, pois para atender as necessidades humanas são necessárias diversas atividades, que aos poucos vão alterando todo o sistema natural provocando prejuízos ao próprio homem. É caso, por

exemplo, da chuva ácida, do lançamento de dióxido de carbono na atmosfera, fator determinante para a carbonatação, e da alteração no regime dos ventos intensificando chuvas dirigidas.

O ambiente salino é bastante prejudicial para as estruturas de concreto armado, pois tem cloretos, água e oxigênio suficientes para iniciar o processo de corrosão das armaduras que acaba por deteriorar a estrutura.

Destaca-se, por exemplo, como ambientes diferenciados, as redes de esgotamento sanitário construídas em concreto, pois estas estão sujeitas a degradação pela ação de compostos de enxofre que atacam o cimento hidratado e as armaduras, assim como, também, podem ser atacadas com bactérias presentes nos sistemas de esgoto. Logo, ao se projetar essas redes, é necessário especificar concretos especiais que resistam a tais ações degradantes.

O ambiente industrial é bastante propício ao desgaste das estruturas de concreto. São várias as atividades industriais, onde cada uma delas, devido à natureza dos processos, emite fatores de degradação. Destaca-se, por exemplo, o lançamento na atmosfera de substâncias como: monóxidos, dióxidos, derivados de sulfatos, as quais, em contato com a água da chuva são absorvidas pelas estruturas de concreto e originam patologias (LIMA, 2005).

3.7 Causas e origens das patologias

As causas mais comuns de patologias em obras de edificações são por consequência de:

- a) Falhas na concepção do projeto;
- b) Má qualidade dos materiais;
- c) Erros na execução;
- d) Utilização para fins diferentes dos calculados em projeto;
- e) Falta de manutenção no decorrer do tempo.

Como se pode ver através da figura 11, as patologias são motivadas, geralmente, por falhas no planejamento anterior à construção. Também podem ocorrer na realização de uma ou mais tarefas durante a execução da obra, ou posteriormente, quando a construção é finalizada e entregue ao proprietário.

Há ainda as patologias motivadas por agentes externos como: ação da umidade, variação de temperatura, instabilidade do solo, ação excessiva dos ventos. Pode-se citar até situações mais graves e catastróficas como abalos sísmicos. Esses agentes causam patologias das mais simples às mais graves, e é missão do profissional de Engenharia prever e dimensionar a estrutura, de modo a evitar ao máximo o acontecimento de patologias decorrentes desses fenômenos.

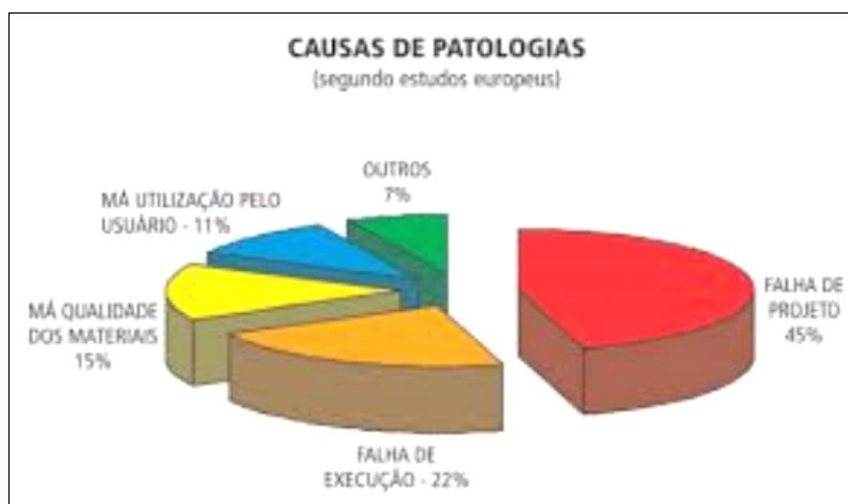


Figura 11 - Gráfico que relaciona as principais causas de patologias. Fonte: COUTO (2007)

Portanto, o processo de construção pode ser dividido em três etapas bem definidas: concepção do projeto (que engloba a parte de planejamento, cálculos, desenhos, decisão sobre o tipo de material a ser usado e a sua quantidade), execução (realização das tarefas de acordo com o cronograma da obra) e utilização (deve ser coerente com o que foi projetado).

Cada etapa citada anteriormente (projeto, execução e utilização) possui sua importância para que o produto final entregue tenha a qualidade desejada, incluindo também nessas etapas a questão dos materiais empregados na obra. Obtendo-se a qualidade, consegue-se satisfazer o cliente. E também, como consequência da qualidade, menor incidência de patologias, ou ainda, já que não é possível evitar a incidência em sua totalidade, um melhor controle sobre elas.

3.7.1 Falhas no projeto

Muitas falhas são possíveis de ocorrer durante a fase de concepção da estrutura, podendo se originar durante o estudo preliminar, na elaboração do anteprojeto, ou no projeto executivo.

Essas falhas podem levar ao encarecimento do processo de construção, a transtornos relacionados com a utilização da obra e a sérios problemas patológicos na estrutura.

Couto (2007) lista alguns exemplos de problemas originados na etapa de elaboração do projeto:

- a) Má definição das ações atuantes ou combinação mais desfavorável para a estrutura;
- b) Deficiência na avaliação de resistências do solo, podendo levar, por exemplo, a recalques inesperados ao longo da construção e nos primeiros anos de vida da edificação;
- c) Adoção de peças com espessura de cobrimento e relação água/cimento incompatíveis com tempo e as condições de exposição da estrutura;
- d) Especificação inadequada de materiais;
- e) Dimensionamento que leva a grandes deformações na estrutura, levando ao surgimento de fissuras (peças esbeltas e utilização de grandes vãos);
- f) Utilização de juntas estruturais sujeitas à infiltração de água, próximas aos elementos estruturais;
- g) Falta de compatibilização entre os projetos (arquitetônico, estrutural, hidrossanitário, elétrico, entre outros);
- h) Detalhes construtivos impossíveis de serem executados;

3.7.2 Materiais inadequados

Definidas as especificações dos materiais na fase de projeto, deve-se controlar bem a aquisição dos insumos para fabricação do concreto, objetivando a garantia das especificações e que o concreto não seja rejeitado. É importante que a caracterização dos materiais componentes do concreto esteja em conformidade com o que recomenda a NBR 12654.

No cimento devem ser monitorados seus aspectos físicos, como finura, início e fim de pega, resistência à compressão, expansibilidade, calor de hidratação, assim como, também, seus aspectos químicos, como perda ao fogo e resíduo insolúvel, teores de aluminato tricálcio e de álcalis.

Para os agregados faz-se necessária a análise mineralógica e química do material, para detectar a presença de contaminantes reativos no agregado, cujas reações químicas expansivas com os álcalis do cimento podem ser bastante deletérias ao concreto. Assim como, também, é importante atentar para as características físicas dos agregados, como a sua distribuição granulométrica e seu formato dos grãos, pois diferenças nessas propriedades podem levar a uma maior variabilidade nas propriedades do concreto fresco e endurecido (ANDRADE e SILVA, 2005).

A água é um elemento do concreto de fundamental importância, logo se faz necessária a sua análise antes de sua utilização, pois aspectos como contaminação com cloretos, sulfatos, álcalis, teor do pH, entre outros fatores, podem prejudicar o desempenho do concreto ao longo do tempo. Ressalta-se que quando necessário o uso de aditivos no concreto é de fundamental importância analisá-los quanto à possível contaminação com cloretos.

Por último, como se trata de concreto armado, é imprescindível controlar a armadura, assegurando o patamar de escoamento, o limite de resistência, o alongamento mínimo, as tolerâncias de desbitolamento e dobramento.

3.7.3 Erros na execução

A NBR 14931 define como execução da estrutura de concreto todas as atividades desenvolvidas na sua execução, ou seja, sistema fôrmas, armaduras, concretagem, cura e outras, bem como as relativas à inspeção e documentação de como construído, incluindo a análise do controle de resistência do concreto. Falhas construtivas durante a etapa de execução da obra podem causar repercussões danosas ao desempenho da estrutura de concreto.

A ocorrência dos erros é, basicamente, devido ao processo de produção, que é bastante prejudicado, por muitas vezes refletir os problemas socioeconômicos, que provocam a baixa qualidade técnica dos trabalhadores menos qualificados (SOUZA e RIPPER). Assim como, também, a falta de uma fiscalização eficiente e um fraco comando de equipes, podem, com facilidade, levar a falhas graves em determinadas atividades como, escoramentos, fôrmas, posicionamento e qualidade das armaduras, qualidade do concreto, entre outras (COUTO, 2007).

A NBR 12655 descreve como etapas de execução do concreto a seguinte sequência:

- a) Caracterização dos materiais componentes do concreto, de acordo com a NBR 12654;
- b) Estudo de dosagem do concreto;
- c) Ajuste e comprovação do traço do concreto;
- d) Preparo do concreto.

No tocante à execução do concreto em si, as principais fases relacionadas e aspectos importantes a serem avaliados estão descritos a seguir:

- a) Mistura: Os componentes do concreto devem ser misturados até formar uma massa homogênea. Essa operação pode ser realizada em betoneiras ou em centrais dosadoras/misturadoras. É importante observar aspectos como a sequência de colocação dos materiais, o tempo de mistura, a correção da água arrastada pelos agregados e possíveis erros nas quantidades adicionadas dos materiais.
- b) Transporte: após preparada a massa de concreto, ela deve ser transferida do local da mistura até o local de lançamento. Esse transporte pode ser feito de forma simples, por meio de carros de mão, jericas, entre outros, sendo os principais problemas, a segregação do concreto no transporte, à perda do material e o tempo necessário para fornecê-lo as frentes de trabalho, comprometendo, assim, a qualidade e a produtividade do serviço. O transporte também pode ser realizado por caminhões betoneira, onde deve-se tomar cuidado com o tempo decorrido desde a saída do caminhão da usina até o descarregamento do concreto na obra, tempo este que deve ser ajustado de acordo com as características do concreto e as condições de temperatura, evitando a perda acentuada de abatimento.
- c) Lançamento: consiste na colocação do concreto para moldagem da peça, pode ser realizado com pás, carros de mão, ou bombas para alcançar grandes distâncias. No caso do uso de bombas é muito importante verificar o estado de conservação do equipamento utilizado, prevenindo, assim, possíveis problemas durante a concretagem. Outro aspecto importante a ser observado é a altura de lançamento do concreto, a concretagem de peças com altura superior a 2 metros deve ser realizada de forma cuidadosa, a fim de evitar a

segregação dos agregados graúdos nas regiões inferiores da peça, originando bicheiras ou vazios.

- d) Adensamento: Trata-se da atividade de vibrar o concreto, em seu estado fresco, com o objetivo de retirar o ar aprisionado durante as etapas anteriores, proporcionando-lhe a máxima compactação. Falhas ocorridas durante essa etapa, como excesso ou deficiência de vibração, podem gerar problemas de exsudação, segregação ou bicheiras. Logo, a frequência e amplitude dos vibradores, assim como o tempo de utilização e a disposição desses equipamentos são algumas das escolhas essenciais para o sucesso da atividade.
- e) Cura: É a atividade mediante a qual se mantêm o teor de umidade satisfatório, impedindo a evaporação de água da mistura, garantindo também, uma temperatura favorável ao concreto durante o processo de hidratação dos materiais aglomerantes, de modo que seja possível desenvolver as propriedades desejadas. A atividade de cura se resume no cobrimento da peça concretada com água por um tempo mínimo, que será função da relação a/c e do tipo de cimento utilizado. As características superficiais são as mais afetadas por uma cura mal executada como a presença de fissuração, a permeabilidade e a carbonatação.

É importante frisar novamente que falhas de concretagem ignoradas, ou não reparadas devidamente, podem acarretar sérias consequências à estrutura, principalmente em regiões agressivas e ou de difícil acesso à inspeção.

No tocante à armação dos elementos estruturais, cuidados importantes estão relacionados com a correta disposição da ferragem, a conformidade da quantidade e diâmetro nominal das barras com o pedido no projeto estrutural, a correta execução do cobrimento da armadura, que servirá de proteção contra agentes de despassivação (cloretos e CO₂), pois quanto maior o cobrimento e melhor a qualidade do concreto maior será o intervalo de tempo, caso agentes agressores incidam, para que esses cheguem à armadura acarretando o processo corrosivo na mesma.

Assim, o não atendimento a esses parâmetros conduz à perda da capacidade resistente e, em casos de elementos vitais, como os pilares em uma edificação pode levar a estrutura ao colapso.

3.7.4 Utilização indevida e manutenção ausente

Depois de concluída a execução da estrutura, cabe ao seu usuário cuidar de utilizá-la da maneira mais eficiente, com o objetivo de manter as características originais ao longo de toda a sua vida útil. A eficiência relaciona-se tanto com as atividades de uso, como, por exemplo, garantir que não sejam ultrapassados os carregamentos previstos em projeto, quanto com as atividades de manutenção, já que o desempenho da estrutura tende a diminuir ao longo da sua vida útil (ANDRADE e SILVA, 2005).

A NBR 5674 define manutenção como o conjunto de atividades a serem desempenhadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional de uma edificação e de suas partes constituintes de forma a atender as necessidades e segurança dos usuários.

Segundo Souza e Ripper (1998), os problemas patológicos ocasionados por ausência de manutenção ou mesmo por manutenção inadequada, têm sua origem no desconhecimento técnico, na incompetência, no desleixo e em problemas econômicos. A falta de destinação de verbas para manutenção pode vir a tornar-se fator responsável pelo aparecimento de problemas estruturais de maior gravidade, implicando em grandes gastos e, dependendo da situação, pode levar até mesmo a demolição da estrutura.

3.6.5 Considerações finais sobre as origens das patologias

Sintetizando, para cada etapa do processo construtivo, é possível identificar os responsáveis pelas falhas:

Tabela 4 – Falhas: origens e responsáveis. Fonte: O Autor

<u>Origem da falha</u>	<u>Responsável pela falha</u>
Fase de Projeto	Projetista
Qualidade do Material	Fabricante/Fornecedor
Etapa de Execução	Mão de Obra ou Fiscalização Omissa
Etapa de Utilização	Operação e Manutenção

Durante as etapas do processo construtivo, o controle da qualidade é essencial. A etapa de concepção do projeto deve seguir as normas técnicas e legislações vigentes do país. Já a etapa de execução do empreendimento deve seguir as diretrizes constadas no projeto concebido. E para garantir isso, a realização das tarefas deve ser fiscalizada de modo a impedir que desvios não programados ocorram e que futuras patologias possam vir a ocorrer. Seguindo essa sequência construtiva de modo adequado, pode-se garantir uma extensão da vida útil da obra, que é a etapa de utilização.

Na figura 12, tem-se um bom exemplo de como a etapa de projeto é de vital importância para a durabilidade de uma construção. Pode ser citado o caso do Edifício Palace II no Rio de Janeiro que desabou no ano de 1998.

O laudo técnico de desabamento cita, além do equívoco generalizado no dimensionamento dos pilares, um erro de cálculo grave em dois pilares específicos como a principal causa do incidente. É citado, ainda, o descumprimento da NBR 6118, que aborda os procedimentos construtivos em estruturas de concreto: espessura de cobrimento da armadura inadequada, e falta de estribos complementares nos pilares.



Figura 12 - Prédio em desabamento no Rio de Janeiro, decorrente de más práticas construtivas e materiais de baixa qualidade utilizados. Fonte: WIKIPEDIA (2015)

As manifestações patológicas são também responsáveis por uma parcela importante da manutenção, de modo que grande parte das intervenções de manutenção nas edificações poderiam ser evitadas se houvesse um melhor detalhamento do projeto e escolha apropriada dos materiais e componentes da construção.

A compra de materiais pela área de suprimentos de uma construtora também deve ser levada em conta. Muitas vezes materiais de qualidade maior são mais caros, mas garantem de fato um bom desempenho ao serem utilizados na construção. Deve ser verificado se os fornecedores desses materiais possuem em seu processo de fabricação a aplicação das normas técnicas vigentes, para se ter a garantia de que estes materiais atenderão aos requisitos pré-estabelecidos em projeto.

De um modo geral, as patologias não têm sua origem concentrada em fatores isolados, mas sofrem influência de um conjunto de variáveis, que podem ser classificadas de acordo com o processo patológico, com os sintomas, com a causa que gerou o problema ou ainda a etapa do processo produtivo em que ocorrem, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades.

Assim sendo, a realização de um diagnóstico detalhado deve ser motivo de atenção, uma vez que as falhas podem se manifestar de imediato, mesmo antes da edificação estar na fase de operação, como anos após o uso. O sucesso no tratamento das

patologias estará sempre vinculado à correta identificação da causa. O tratamento do efeito não gerará conformidade e o problema tenderá a se repetir.

3.8 Tipos de patologias mais comuns

3.8.1 Fissuras

3.8.1.1 Definição

Fissuras são aberturas que afetam a superfície do elemento estrutural tornando-se um caminho rápido para a entrada de agentes agressivos à estrutura.

Em todas as construções, que tem sua estrutura executada em concreto, fissuras podem surgir depois de anos, dias ou mesmo horas. As causas destas fissuras são várias e de diagnóstico difícil. O termo fissura é utilizado para designar a ruptura ocorrida no concreto sob ações mecânicas ou físico-químicas (FIGUEIREDO, 1989).

A fissuração pode ser considerada a patologia que mais ocorre, ou pelo menos a que chama mais atenção dos proprietários (SOUZA e RIPPER, 1998). As trincas podem começar a surgir, de forma congênita, logo no projeto arquitetônico da construção. Os profissionais ligados ao assunto devem se conscientizar de que muito pode ser feito para minimizar-se o problema, pelo simples fato de reconhecer-se que as movimentações dos materiais e componentes das edificações civis são inevitáveis (THOMAZ, 1989).

Segundo a NBR 6118, as fissuras são consideradas agressivas quando sua abertura na superfície do concreto armado ultrapassa os seguintes valores:

- a) 0,2 mm para peças expostas em meio agressivo muito forte (industrial e respingos de maré);
- b) 0,3 mm para peças expostas a meio agressivo moderado e forte (urbano, marinho e industrial);
- c) 0,4 mm para peças expostas em meio agressivo fraco (rural e submerso).

A posição das fissuras nos elementos estruturais, sua abertura, sua trajetória e seu espaçamento, podem indicar a causa ou as causas que as motivaram. Na figura 13, em pesquisa sobre as fissuras em estruturas de concreto armado, Dal Molin (1988) detectou as principais causas de fissuras, com as respectivas incidências.

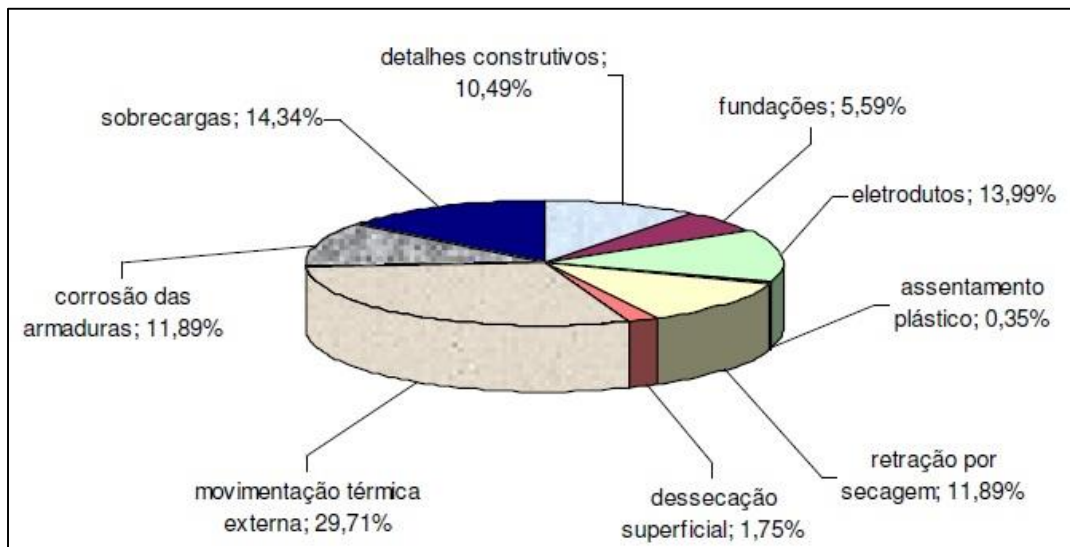


Figura 13 - Tipos e incidência de fissuras em concreto armado. Fonte: DAL MOLIN (1988)

O conceito de fissura pode conflitar com os conceitos de “trinca” e “rachadura”. As trincas se assemelham às fissuras no que diz respeito ao tratamento, diferenciando-se apenas na dimensão. Trincas possuem aberturas maiores que 0,5mm. As rachaduras têm características que diferenciam das demais, possuem abertura acentuada e profunda. A dimensão da patologia é superior a 1mm, sendo que em alguns casos pode abrir fendas de um lado ao outro da parede. A partir da espessura de 1,5 mm, pode-se chamar de fenda.

Exemplos de fissura, trinca e rachadura são evidenciados na figura 14.

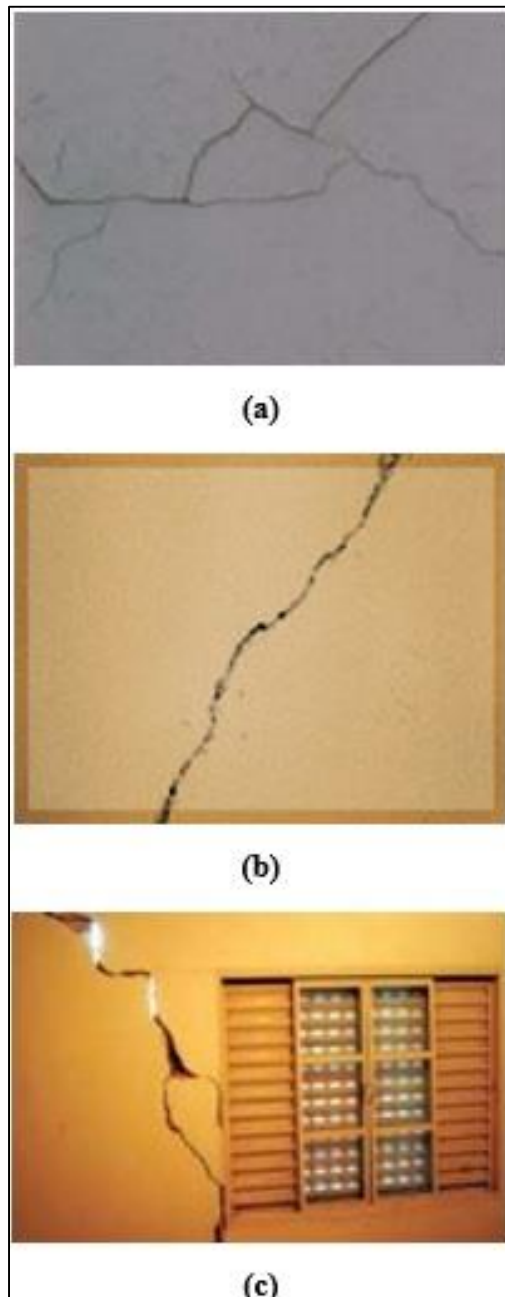


Figura 14 - Exemplos de (a) fissura, (b) trinca, (c) rachadura. Fonte: FÓRUM DA CONSTRUÇÃO (2015)

3.8.1.2 Fissuras devido à retração hidráulica

Este tipo de fissura acontece por cura malfeita do concreto. A perda da água na peça, o excesso de calor de hidratação e uma ineficiente proteção térmica do elemento estrutural geram tensões internas, provocando retração que resulta em esforços de tração (HELENE, 1992). O concreto não resiste a esses esforços, e acaba por apresentar fissuras sem direção, como exemplificado na figura 15.

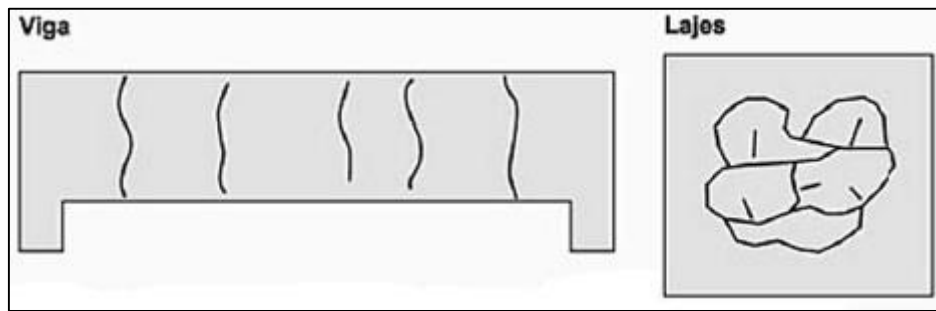


Figura 15 - Fissura no concreto por retração hidráulica. Fonte: MARCELLI (2007)

Essas trincas podem ser evitadas se, na etapa de execução, for feita a cura apropriada. No caso de o problema já estar apresentado no elemento estrutural, deve-se proceder ao selamento, a fim de proteger as ferragens de ataques de agentes externos, que poderão se infiltrar por meio das fissuras (THOMAZ, 2003).

3.8.1.3 Fissuras devido à variação de temperatura

A variação de temperatura pode causar variações dimensionais no concreto, de modo que, se a estrutura for impedida de se movimentar, essa variação térmica gerará trincas devido às tensões elevadas.

Segundo Marcelli (2007), as peças esbeltas e longas, como vigas contínuas de vários tramos ou em grandes panos de lajes, são as que mais sofrem com a variação de temperatura, principalmente quando existem vínculos que impedem uma livre movimentação da peça de concreto.

O calculista estrutural deve sempre levar em conta a variação térmica em seus cálculos, seguindo as normas vigentes, como a NBR 6118. Marcelli (2007) questiona o fato de que muitos projetistas não costumam levar em conta na etapa de concepção a variação da temperatura. Segundo ele, “o que temos observado nas construções novas e mesmo nas mais antigas é uma falta de preocupação por parte dos projetistas em querer resolver ou até mesmo minimizar os efeitos danosos da variação de temperatura, que por sua vez atinge diariamente todas as edificações do mundo. A solução do problema está na concepção do projeto, que se não for levada em consideração, via de regra, torna o problema crônico e de difícil solução posterior, obrigando o usuário muitas vezes a conviver com ele”.

Os materiais empregados na execução da obra possuem os mais diferentes coeficientes de dilatação térmica. Isso causa deformações nas mais diversas amplitudes.

A variação de temperatura causa nas faces interna e externa de uma laje um gradiente térmico que devido à diferença de dilatação entre as faces. Esse tipo de ocorrência é particularmente comum em apartamentos localizados na cobertura, com a laje superior exposta ao calor durante o dia, e por chuvas e queda de temperatura durante a noite, por exemplo.

Marcelli (2007) propõe que as fissuras causadas por dilatação térmica sejam tratadas por selantes elásticos, tomando por base a recomendação a seguir:

- a) Em ambiente interno não-agressivo: dispensar tratamento para aberturas menores que 0,3mm, e tratar com selante aberturas maiores que esse valor;
- b) Em ambiente agressivo e úmido: dispensar tratamento em aberturas menores que 0,1mm, tratando com selante aberturas maiores que esse valor.

Thomaz (2003) apresenta um exemplo de caso de retração térmica (figura 16). Neste caso, trata-se do engastamento de uma marquise de concreto armado a uma estrutura já existente. O que se observou foram fissuras ocorridas transversais à marquise, juntos aos pilares pré-existentes.

Houve no conjunto a ocorrência da retração térmica do concreto, que nos primeiros dias após a concretagem, gerou tensões elevadas de tração. A estrutura pré-existente impediu os deslocamentos da marquise nova. Junto aos pilares, onde a marquise foi cortada, e onde houve concentração de tensões, surgiram fissuras.

Uma solução que THOMAZ (2003) sugere é uma proteção térmica adequada nos primeiros dias de cura, o que impedirá o resfriamento rápido do concreto, reduzindo as tensões nele sofridas.

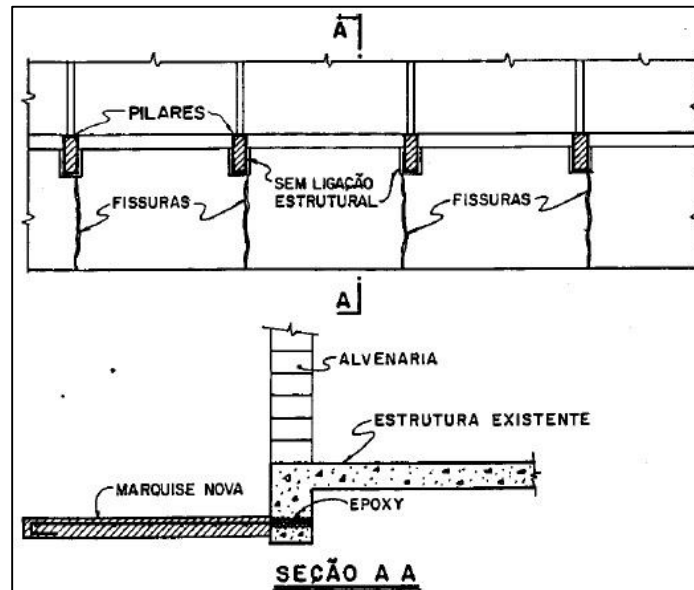


Figura 16 - Exemplo de caso de retração térmica do concreto. Fonte: THOMAZ (2003).

3.8.1.4 Fissuras devido à flexão

Este tipo de fissura pode ocorrer quando o engenheiro calculista subdimensiona a estrutura, ou seja, quando não é feita uma avaliação correta da sobrecarga que atuará. Ou ainda, a fissura pode ser consequência da deficiência dos materiais empregados na execução e também por mudança no tipo de utilização da estrutura, causando cargas maiores que as previstas em projeto (HELENE, 1992).

A figura 17 apresenta uma configuração típica desta situação, com as lajes e vigas apresentando trincas. No caso das lajes, as trincas têm uma configuração mais variada que dependem de muitos fatores como: relação entre comprimento e largura da peça, esquematização da armadura e natureza da solicitação.

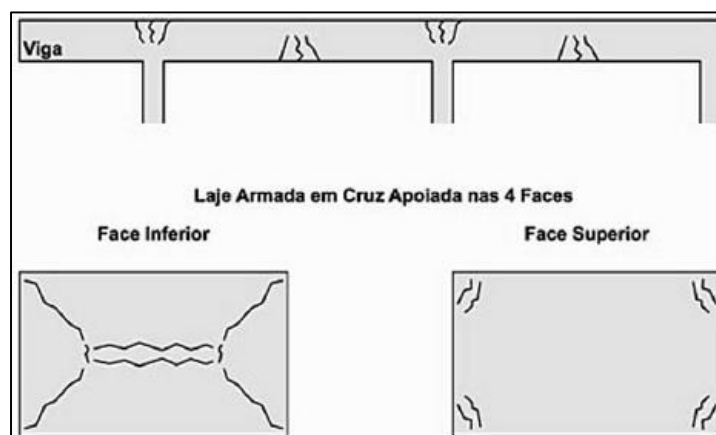


Figura 17 - Trincas de flexão em elementos de concreto armado. Fonte: MARCELLI (2007)

3.8.1.5 Fissuras devido à cisalhamento

Esse tipo de fissura ocorre devido à excesso de carga, armadura insuficiente ou disposta erroneamente. As trincas ocorrem normalmente nos pontos de cortante máxima (figura 18).

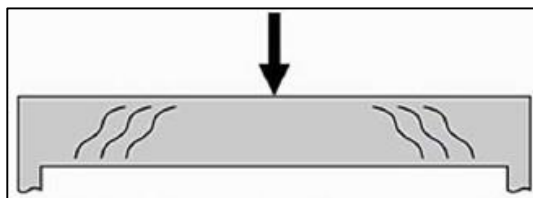


Figura 18 - Trincas de cisalhamento em viga. Fonte: MARCELLI (2007)

3.8.1.6 Fissuras devido à torção

Quando uma peça de concreto está submetida à rotação em relação à sua seção transversal, pode-se dizer que ela está sofrendo torção. Este tipo de esforço ocorre muito em sacadas de edifícios, em lajes com flecha excessiva apoiada sobre vigas causando rotação nesta, ou em lajes de balanço como por exemplo, uma marquise.

Todas essas situações provocam uma rotação no plano da seção transversal do elemento estrutural e, quando esse esforço gera deformações acima da capacidade de suporte da peça, surgem as fissuras características de torção. Elas são inclinadas aproximadamente a 45° e aparecem nas duas faces laterais da viga na forma de segmentos de retas reversas (MARCELLI, 2007).

THOMAZ (2003) descreve um exemplo prático de fissura à torção. Neste caso, é apresentado uma grelha em concreto protendido, onde ocorrem fissuras inclinadas (figura 19).

A protensão das vigas da grelha impõe à viga principal, engastada nos pilares, uma rotação em torno do seu eixo, produzindo esforço de torção nessa viga. As tensões de cisalhamento devidas a essa torção se somam às tensões de cisalhamento devidas à força cortante, em apenas uma das faces da viga. Nesta face se formam as fissuras não esperadas pelo projetista. A torção, não considerada no cálculo, é a causa das fissuras.

Portanto o projetista, na etapa de cálculo, deve considerar não só as cargas permanentes e sobrecargas, mas também os esforços gerados pela protensão.

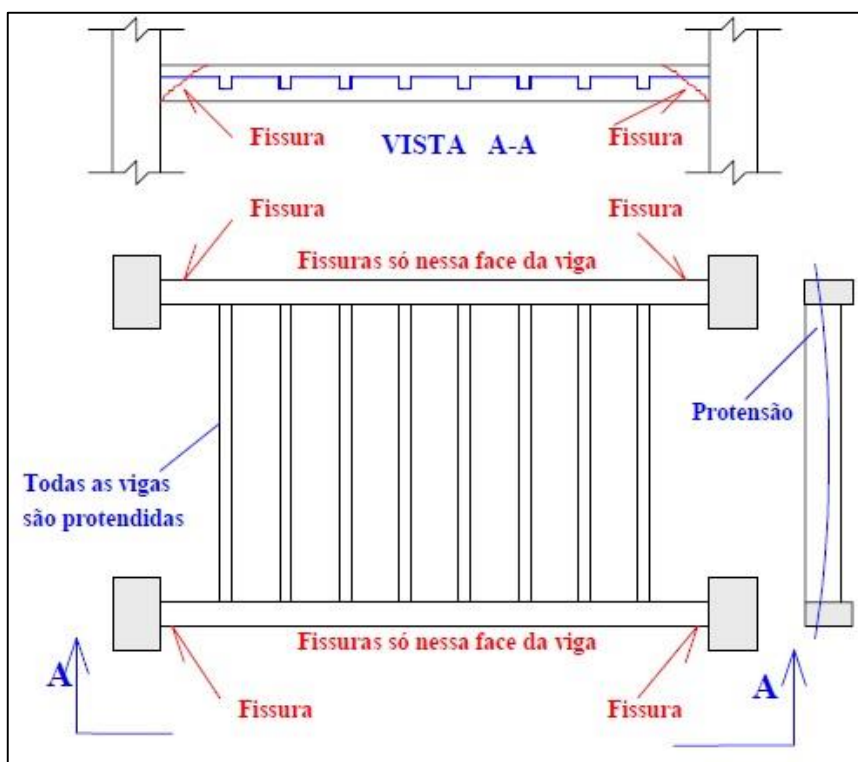


Figura 19 - Esquema de fissura causada por torção. Fonte: THOMAZ (2003)

3.8.1.7 Fissuras devido à compressão

Trincas provocadas por compressão são as que mais exigem atenção e providências rápidas, pois numa estrutura é o concreto que absorve a maior parcela dos esforços de compressão. Uma fissura, neste caso, pode significar o colapso da estrutura. Ou ainda, a peça já perdeu a sua capacidade de carga original e redistribuiu os esforços para os pilares vizinhos, e estes também ficam comprometidos.

Segundo Marcelli (2007), algumas vigas e pilares, dependendo da atuação dos esforços, podem trabalhar num sistema duplo de solicitação, no caso flexão e compressão. Nessas condições, pode haver um acúmulo de tensões na região comprimida, surgindo algumas trincas características, como está indicado na figura 20.

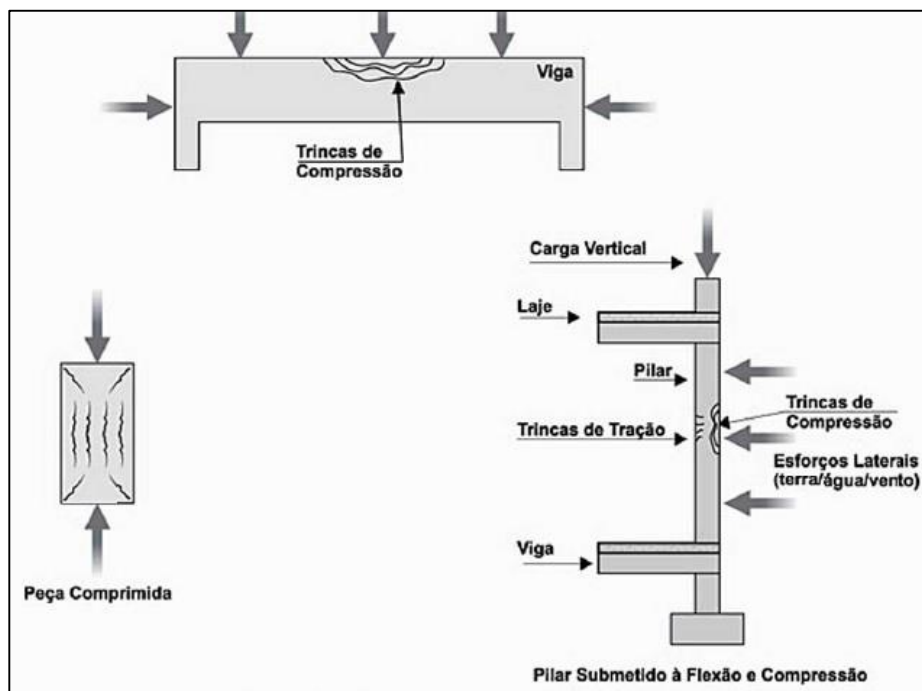


Figura 20 - Trincas de compressão. Fonte: MARCELLI (2007)

3.8.1.8 Fissuras devido à punção

Este tipo de fissura ocorre quando lajes se apoiam diretamente em pilares ou vice-versa. É um esforço pontual, que pode ser causado por excesso de carga, concreto de resistência inadequada, erros na execução ou armadura insuficiente junto aos apoios (figura 21).

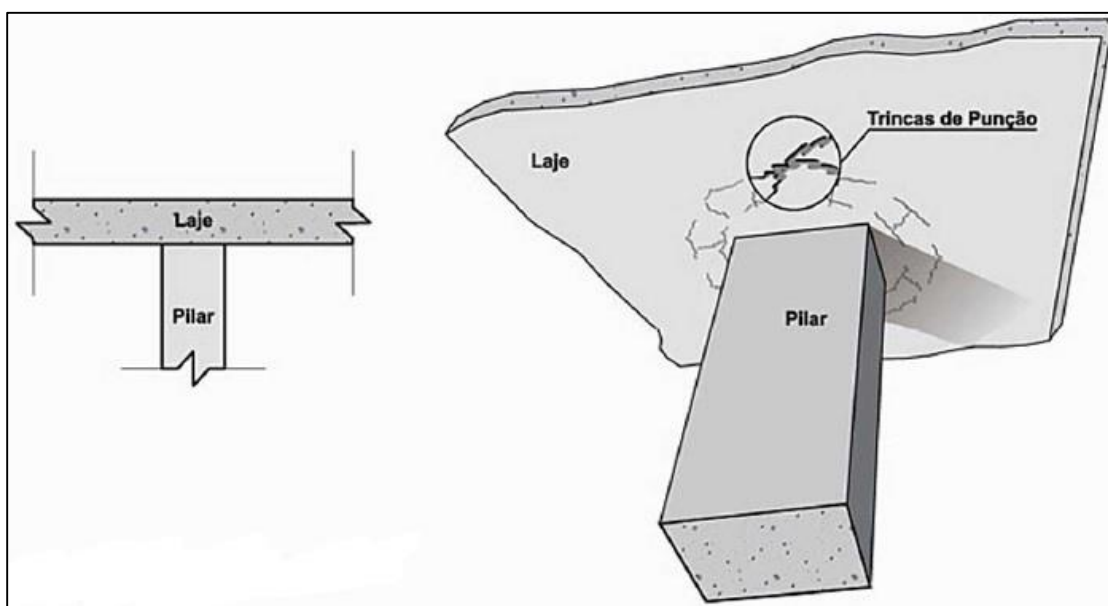


Figura 21 - Fissuras por punção. Fonte: MARCELLI (2007)

3.8.2 Corrosão das armaduras

Nos elementos estruturais em que o aço já foi vítima da corrosão, ocorre um aumento de volume de até oito vezes na parte afetada da armadura, produzindo tensões que o concreto não resiste. Formam-se as fissuras, e as armaduras mais próximas à superfície do elemento estrutural ficam mais expostas ainda à ação dos agentes externos, gerando mais corrosão, e até o deslaqueamento do concreto.

As trincas em concreto armado devido à corrosão das armaduras são muito comuns em nossas edificações e precisam ser tratadas adequadamente, a fim de bloquear o processo e não as agravar como tem ocorrido em algumas obras, nas quais não se procura identificar, diagnosticar e corrigir as verdadeiras causas do problema (MARCELLI, 2007).

As mais comuns causas da ocorrência da corrosão no concreto são: má execução das peças estruturais, concreto com resistência inadequada, ambiente agressivo, proteção insuficiente, manutenção inadequada ou inexistente e presença de cloretos (HELENE, 1992). A figura 22 exemplifica o ataque de agentes externos por meio da porosidade do concreto.

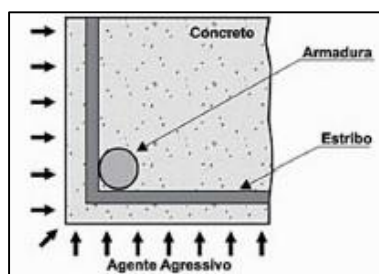


Figura 22 - Penetração do agente através da porosidade do concreto. Fonte: MARCELLI (2007)

Uma vez que na maioria dos casos de corrosão a fonte geradora é o meio externo, deve-se evitar o fissuramento da peça e proteger onde for necessário. Os níveis de agressividade variam muito de ambiente para ambiente, e, portanto, a NBR 6118 estabelece os níveis aceitáveis de espessura das fissuras, como:

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

Segundo Marcelli (2007), “analisando-se as recomendações de outras entidades internacionais, pode-se notar que as recomendações sugerem que as aberturas das trincas

na face do concreto não devem superar 0,3 mm nos casos não agressivos e 0,1 mm nas situações de elevada agressividade”.

THOMAZ (2003) exemplifica uma situação de concreto sujeito à corrosão em ambiente muito agressivo. Um pórtico de concreto armado próximo ao mar, onde houve fissuração e queda do cobrimento das armaduras dos pilares. Por estar situado próximo ao mar, a estrutura de concreto armado sofre bastante pois ali estão todos os fatores necessários à corrosão das barras de aço dentro do concreto. Os cloretos, dissolvidos nas minúsculas gotas d’água que formam a maresia, penetram no concreto e destroem a camada passivadora que cobre e protege a superfície das barras de armadura. O oxigênio do ar junto com a elevada umidade do local permite a formação de uma pilha eletrolítica e a corrosão é ativada. As barras corroídas se expandem e rompem o cobrimento.

Cascudo (2005) define corrosão de elementos metálicos como sendo a alteração de um metal em íon metálico pela sua alteração química ou eletroquímica com o meio ambiente.

Partindo do exposto acima, pode-se definir a corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado, como sendo um processo de deterioração da fase metálica existente, que conseqüentemente provoca a perda de seção das barras de aço e concomitante a esta perda de seção formam-se produtos de corrosão de caráter expansivo, geralmente no entorno das armaduras, que vão se acumulando e gerando tensões internas não previstas em projeto as quais acabam fissurando o concreto e sequencialmente lascando-o e destacando-o, deixando, assim, a armadura totalmente exposta aos seus agentes agressores, o que acelera ainda mais o processo corrosivo, conforme pode ser observado na figura 23 (CASCUDO, 2005).



Figura 23 - Corrosão nas armaduras de uma laje. Fonte: SILVA (2011)

É importante frisar que a corrosão é um processo evolutivo, o qual, com o passar do tempo vai se agravando. Logo, situações as quais medidas de segurança são tomadas tardiamente podem comprometer a segurança estrutural.

3.8.3 Desagregação do Concreto e Eflorescência

A desagregação é a perda de massa de concreto devido a um ataque químico expansivo de produtos inerentes ao concreto e/ou devido à baixa resistência do mesmo, caracterizando-se por agregados soltos ou de fácil remoção, conforme apresentado na figura 24 (MEHTA, 2008).



Figura 24 - Desagregação do concreto. Fonte: SILVA (2011)

Já a eflorescência é a formação de depósitos salinos na superfície do concreto, resultante da água de infiltrações ou intempéries. Esses sais constituintes podem ser agressivos e causar desagregação profunda, além da modificação do aspecto visual na estrutura, pois há um contraste de cor entre os sais e o substrato sobre os quais se depositam, conforme pode-se observar na figura 25.



Figura 25 - Eflorescência. Fonte: SILVA (2011)

4. Diagnósticos de Patologias em Estruturas de Concreto Armado

Inspeccionar, avaliar e diagnosticar as patologias da construção são tarefas que devem ser realizadas sistematicamente e periodicamente, de modo a que os resultados e as ações de manutenções devem cumprir efetivamente a reabilitação da construção, sempre que for necessária (GRANATO, 2002).

Segundo Helene (1993), diagnóstico é a identificação e descrição do mecanismo, das origens e das causas responsáveis pela patologia encontrada em uma estrutura ou elemento estrutural. A constatação de manifestações patológicas pode decorrer tanto de um sintoma externo evidente, ou de uma vistoria cuidadosa efetuada dentro de um programa rotineiro de manutenção. A fase do levantamento de dados é extremamente importante, pois é esta etapa que fornecerá subsídios necessários para que a análise possa ser feita corretamente.

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

As providências a adotar, e mesmo os limites a seguir quanto à avaliação da periculosidade de determinados mecanismos de deterioração, podem e devem observar a importância das estruturas em termos de resistência e durabilidade, assim como, muito particularmente, a agressividade ambiental. A etapa do levantamento dos dados é extremamente delicada e deve ser feita por engenheiro experiente, especialista em Patologia das Estruturas, que seja capaz de caracterizar com o máximo rigor a necessidade ou não de adoção de medidas especiais.

É importante investigar cuidadosamente a patologia e suas possíveis causas, pois ao se falhar no seu diagnóstico, a correção não será eficiente. Uma patologia pode se apresentar como consequência de mais de uma deficiência. Assim, para que a medida corretiva seja eficiente devem-se sanar todas as suas causas (ANDRADE & SILVA, 2005).

4.1 As etapas do diagnóstico

O conhecimento das diferentes manifestações patológicas é um ponto fundamental para o diagnóstico correto, como também para a adoção das terapias adequadas. Muitas vezes as causas dos problemas não são facilmente detectadas, ou então estão associadas a outras patologias que podem induzir a um diagnóstico errado ou impreciso.

Os procedimentos relacionados com a inspeção de uma estrutura podem implicar em um trabalho simples em alguns casos, como também podem necessitar de um trabalho investigativo complexo, dependendo da magnitude e natureza do problema.

O conceito de manutenção estrutural consta na norma britânica BS 3881 como sendo “a combinação de todas as ações de caráter técnico e/ou administrativo que tenham por fim garantir ou restabelecer, para uma determinada estrutura, as condições necessárias para que esta desempenhe, capazmente, as funções para as quais foi concebida”.

A figura 26 mostra um fluxograma que define bem o conceito de manutenção estrutural, dividindo-o em manutenção estratégica e preventiva, e manutenção esporádica.

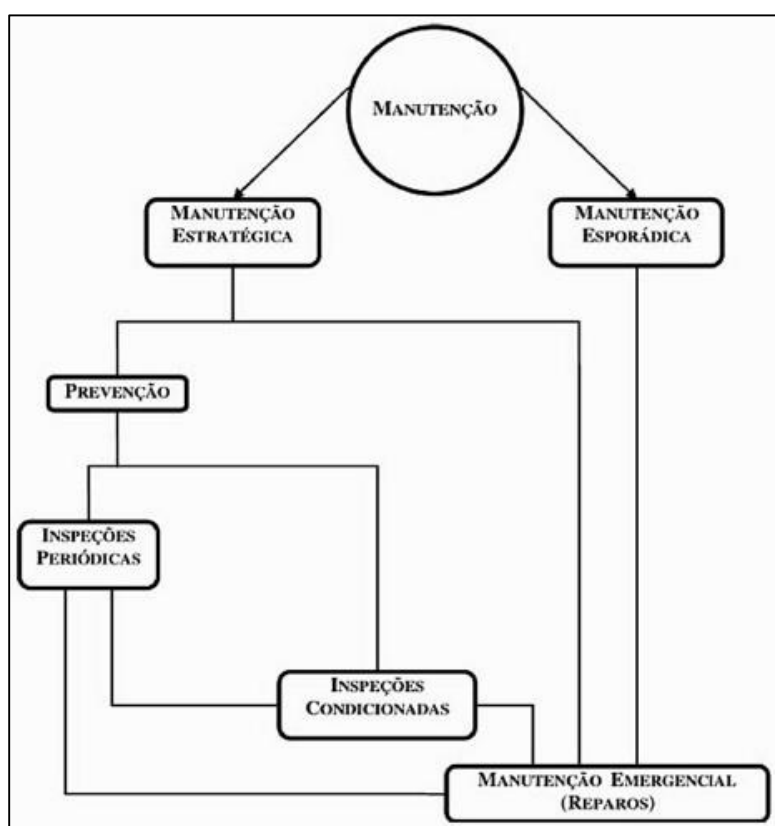


Figura 26 - Critérios para manutenção de estruturas. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Souza e Ripper (1998) concluem que a manutenção estratégica será toda a manutenção que seja planejada, incluindo-se aí a programação das eventuais intervenções corretivas e emergenciais, entendendo-se como tais os casos em que, basicamente, sejam sempre definidos o ritmo e a forma de procedimento, registro e compilação das inspeções técnicas informativas, assim como os sistemas mais intensivos a adotar para o acompanhamento comportamental das partes mais vulneráveis da estrutura, detectadas quando do projeto, da construção, ou mesmo durante serviços anteriores de recuperação.

Já a manutenção preventiva, ainda de acordo com Souza e Ripper (1998), é aquela que é executada a partir das informações fornecidas por inspeções levadas a efeito em intervalos regulares de tempo, de acordo com critérios pré-estabelecidos de redução das probabilidades de ruína ou de degradação da estrutura, visando uma extensão programada de sua vida útil. Poderão ocorrer casos em que as inspeções periódicas sejam complementadas por outras, adicionais, específicas a determinadas peças estruturais que, numa dada inspeção rotineira, tenham demonstrado estar com desempenho prejudicado e passam a condicionar, daí em diante, o ritmo das inspeções, e até, em alguns casos, das recuperações.

A manutenção esporádica entende-se como sendo a que nasce da necessidade de uma determinada atividade de correção ou de reforço, e não está centrada em nenhum plano de ações predeterminado.

A Federação Internacional de Protensão – FIP (FIP, 1988) define alguns critérios para a manutenção de estruturas, baseados em categorias de inspeção em relação ao tempo, classes de estruturas e tipos de condições ambientais e de carregamento, como pode-se observar na Tabela 5.

Tabela 5 – Indicação dos intervalos de inspeção. Fonte: FIP (1988)

Condições ambientais e de carregamento	Classes de estruturas					
	1		2		3	
	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva
Muito Severa	2*	2	6*	6	10*	10
Severa	6*	6	10*	10	10*	-
Normal	10*	10	10*	-	**	**

* intercalada entre inspeções extensivas,
 ** apenas inspeções superficiais.

As inspeções rotineira e extensiva diferenciam-se no teor da investigação que é feito, ou seja, o quão minucioso será, sendo a extensiva mais detalhada e feita com um intervalo de tempo maior do que a rotineira.

As classes de estruturas são divididas em 3, sendo a número 1 a mais crítica no que diz respeito à gravidade das consequências que uma eventual ruptura possa levar, e a número 3 onde a gravidade das consequências não traz riscos fatais ou onde o período que a estrutura permanece fora de serviço é razoavelmente tolerável, sendo a número 2 um meio-termo entre os dois extremos.

As condições ambientais e de carregamento são divididas em muito severa, severa e normal. Entende-se como muito severa uma estrutura o ambiente é agressivo e há carregamento cíclico e possibilidade de fadiga. Já uma estrutura classificada apenas como severa o ambiente é normal com carregamento cíclico ou o ambiente é agressivo com carregamento estático. Estruturas com condições normais são as que se situam em ambientes normais com carregamento estático.

De acordo com Granato (2002), as seguintes etapas correspondem a uma inspeção:

- a) Elaboração de uma ficha de antecedentes, da estrutura e do meio ambiente, baseado em documentação existente e visita a obra;
- b) Exame visual geral da estrutura;
- c) Levantamento dos danos;
- d) Seleção das regiões para exame visual mais detalhado e possivelmente da retirada de amostras;
- e) Seleção das técnicas de ensaio, medições, análises mais acuradas;
- f) Seleção de regiões para a realização de ensaios, medições, análises físico-químicas no concreto, nas armaduras e no meio ambiente circundante;
- g) Execução de medições, ensaios, e análises físico-químicos.

4.2 Realização da inspeção preliminar e inspeção detalhada

Inspeção é uma atividade técnica especializada que abrange a coleta de elementos, de projeto e de construção, o exame minucioso da construção, a elaboração de relatórios, a avaliação do estado da obra e as recomendações, que podem ser de nova vistoria, de obras de manutenção, de recuperação, de reforço ou de reabilitação da estrutura (HELENE, 2007).

A análise e o estudo de um processo patológico devem permitir ao investigador a determinação, com rigor, da origem, do mecanismo e dos danos subsequentes, de forma que possa avaliar e concluir sobre as técnicas de recomendações mais eficazes. A denominação mais comum, para caracterizar este tipo de estudo, é a inspeção ou avaliação da estrutura.

De acordo com Souza e Ripper (1998), a inspeção periódica é elemento indispensável na metodologia da manutenção preventiva. Quando bem executada, é instrumento essencial para a garantia de durabilidade da construção, sendo sua finalidade a de registrar danos e anomalias e de avaliar a importância que os mesmos possam ter do ponto de vista do comportamento e da segurança estrutural. A inspeção periódica deve ser adequada ao tipo de estrutura, podendo mesmo variar, em termos de procedimentos a adotar e de requisitos mínimos necessários, de peça para peça dentro de uma mesma estrutura.

Dependendo do tipo e magnitude da informação que se quer obter, pode-se adotar uma Inspeção Preliminar e Inspeção Detalhada. A Figura 27 mostra um fluxograma simplificado do passo-a-passo de uma inspeção técnica.

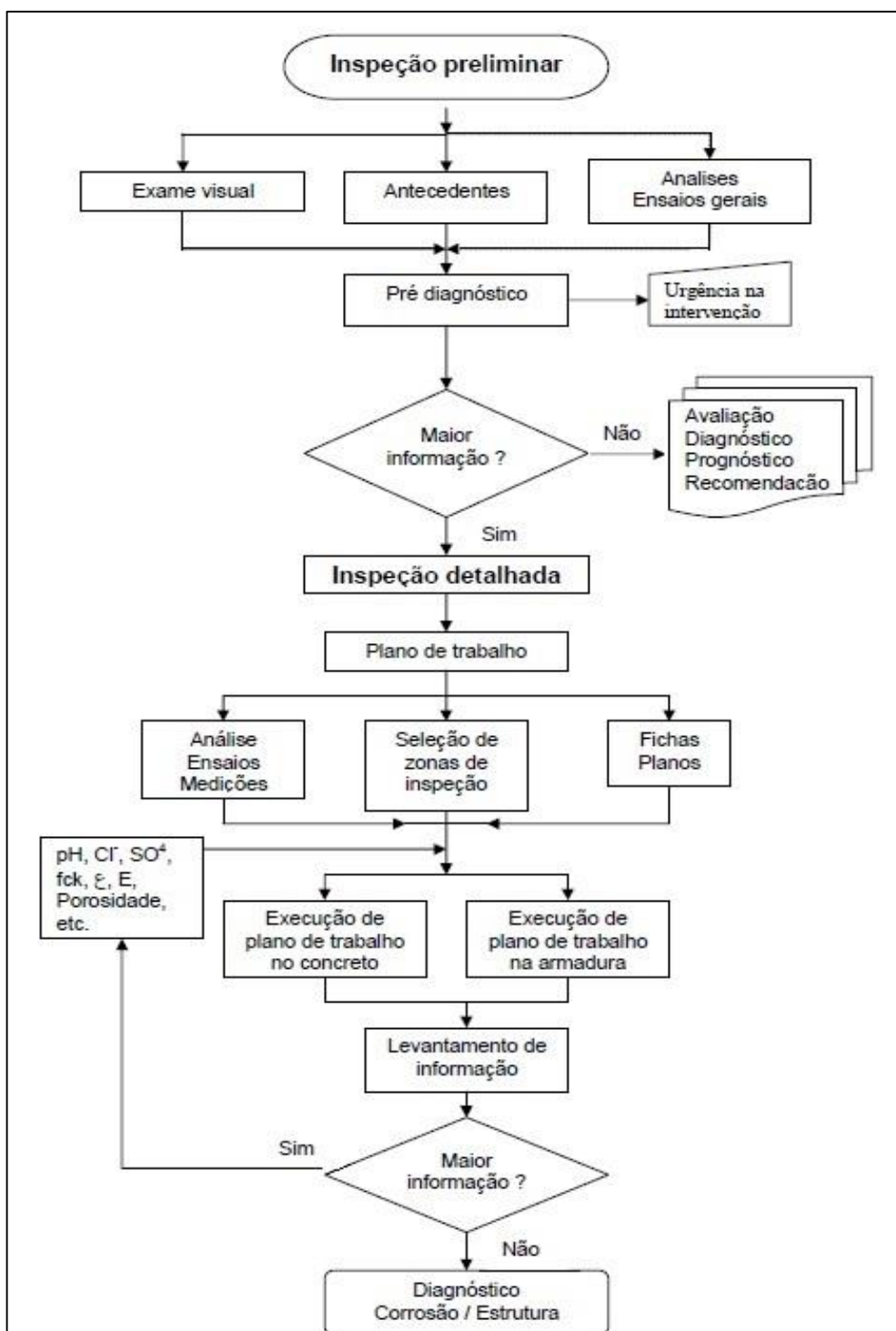


Figura 27 - Fluxograma que representa o passo-a-passo das inspeções técnicas de uma edificação. Fonte: GRANATO (2002)

Conforme Azevedo (2011), os problemas que se manifestam nas estruturas de concreto são indícios de comportamento irregular de componentes do sistema ou de durabilidade abaixo da esperada, devendo ser devidamente avaliados e adequadamente corrigidos para que não venha a comprometer as condições de estabilidade e segurança da estrutura. Numa visão mais completa, também deve-se trabalhar no sentido de prevenir

o aparecimento e a evolução de uma manifestação patológica (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

4.2.1 Inspeção Preliminar

A fase de inspeção preliminar consiste em determinar, através da análise visual e do histórico da edificação, a necessidade ou não de intervenção imediata na estrutura. Na inspeção preliminar, é feita uma estimativa das possíveis consequências dos danos e, caso necessário, medidas emergenciais poderão ser tomadas, como por exemplo, o escoramento de parte ou do todo da estrutura.

Com base nas informações obtidas através desta etapa, é possível determinar a natureza e origem do problema, como também de servir como base para um estudo mais detalhado, caso for necessário.

4.2.1.1 Ficha de avaliação de antecedentes da estrutura e do meio

Granato (2002) orienta que “deve-se procurar buscar a maior informação possível sobre a estrutura, como a idade ou tempo de serviço, natureza e procedência dos materiais constituintes do concreto, dosagem e resistência característica do concreto, qualidade e características de construção, idade de início dos problemas, diagnósticos e reparações anteriores, níveis de tensão de trabalho da estrutura, eventuais mudanças de uso da estrutura, entre outros fatores. ” Uma representação de uma ficha de avaliação dos antecedentes da estrutura e do meio está situada na figura 28.

Ainda de acordo com Granato (2002), o inspetor deve colher informações que permitam caracterizar a agressividade do meio ambiente em que a estrutura se localiza. É fundamental assinalar a forma de interação entre o meio e a estrutura afetada. Neste sentido, posteriormente corresponderá ao critério e experiência do avaliador em determinar e qualificar a intensidade desta interação, como por exemplo, dos seus efeitos sobre a estrutura. Conforme previsto no modelo de ficha de descrição do meio apresentada na figura 29, deve-se avaliar os aspectos do meio ambiente com ênfase:

- a) Tipo de atmosfera: Urbana, rural, marinha, industrial ou a combinação entre algumas delas. Estimar a possível presença de contaminantes, ciclos de temperatura, umidade relativa e ventos atmosféricos e locais.

- b) Tipos de água: Naturais, salobras, doces, subterrâneas, potável, esgoto industrial ou doméstico, sua composição química e eventual contaminação.
- c) Natureza do solo: Natural, aterro, ácido, alcalino, resistividade elétrica, características.
- d) Presença de correntes erráticas: avaliação da existência e possível contaminação.
- e) Agentes químicos: Presença de contaminações industriais, esgoto, etc.

Formulário 1		Página 1
FICHA DE DESCRIÇÃO E ANTECEDENTES DA ESTRUTURA		
1. Dados gerais da estrutura		
1.1 Tipo de Estrutura	Descrição básica dos componentes	
Edificação		_____
Indústria		_____
Ponte		_____
Muro de Contenção		_____
Tanque de Armazenamento		_____
Outro _____		_____
1.2 Data de construção da estrutura: _____		
1.3 Uso geral da estrutura: _____		
1.4 Croquis da geometria, coordenadas, orientação e direção do vento indicando o meio de exposição:		

2. Dados específicos da estrutura		
2.1. Propriedades dos materiais		
Tipo de cimento: _____	Tipo de Água: _____	
Natureza dos agregados: _____		
2.2. Projeto de concreto:		
Resistência característica à compressão: _____		
Dosagem de cimento: _____	Dosagem de agregados: _____	
Relação água/cimento: _____	Uso de aditivos: _____	
2.3 Propriedades dos materiais		
Na obra _____	Pré-fabricado _____	
Concreto reforçado _____	Protendido _____	
Tecnologia de fabricação em obra: _____		
Método de compactação: _____		
Método de cura: _____		

Figura 28 - Modelo de ficha de descrição e antecedentes da estrutura. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)

Formulário 2 FICHA DE DESCRIÇÃO DO MEIO			
1. Agentes físico-químicos em contato com a estrutura.			
<input type="checkbox"/> Atmosfera	<input type="checkbox"/> Água	<input type="checkbox"/> Solo	<input type="checkbox"/> Outro meio
<input type="checkbox"/> rural	<input type="checkbox"/> natural <input type="checkbox"/> doce <input type="checkbox"/> salobra	<input type="checkbox"/> natural	<input type="checkbox"/> alta temperatura
<input type="checkbox"/> urbana	<input type="checkbox"/> doméstica <input type="checkbox"/> potável <input type="checkbox"/> residual	<input type="checkbox"/> aterro	<input type="checkbox"/> agentes químicos
<input type="checkbox"/> marinha	<input type="checkbox"/> industrial		<input type="checkbox"/> correntes de interferência
<input type="checkbox"/> industrial			<input type="checkbox"/> atmosfera específica
2. Propriedades físicas e químicas do meio			
<input type="checkbox"/> Atmosfera*	<input type="checkbox"/> Água	<input type="checkbox"/> Solo	
<input type="checkbox"/> umidade relativa: _____	<input type="checkbox"/> cloretos: _____	<input type="checkbox"/> cloretos: _____	
<input type="checkbox"/> temperatura: _____	<input type="checkbox"/> sulfatos: _____	<input type="checkbox"/> sulfatos: _____	
<input type="checkbox"/> regime de ventos: _____	<input type="checkbox"/> pH: _____	<input type="checkbox"/> pH: _____	
	<input type="checkbox"/> temperatura: _____	<input type="checkbox"/> potencial redox: _____	
		<input type="checkbox"/> resistividade elétrica: _____	
		<input type="checkbox"/> umidade: _____	
		<input type="checkbox"/> nível freático: _____	
* Se for possível, obter dados meteorológicos médios			

Figura 29 - Modelo de ficha de descrição do meio. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)

4.2.1.2 Exame Visual Geral da Estrutura

Este processo deve permitir determinar se o problema se apresenta por igual ou apresenta causas localizadas. Deve-se realizar um exame diferenciado dos elementos, registrando os sinais aparentes de corrosão (manchas, extensão, grau de degradação, etc.), fissuras (localização, direção, dimensão, etc.), regiões de desprendimento de concreto com/sem exposição da armadura, degradação do concreto, assim como qualquer outra anomalia.

Segundo BROOMFIELD (1997), antes de se avaliar a estrutura através de ensaios, deve ser procedida primeiramente uma inspeção visual. Esta inspeção visual pode ser registrada através de fotografias e mapeamento de fissuras, indicando sua extensão e abertura (através de um fissurômetro). Neste momento pode-se também utilizar a auscultação, procedimento este que consiste em bater, com um martelo, por exemplo, em diversos pontos da peça para verificar se existe algum ruído diferente.

O procedimento de inspeção visual possui algumas vantagens, tais como: custo praticamente zero de materiais, possibilidade de diagnóstico apenas com a inspeção visual, podendo ainda servir como introdução aos demais ensaios a serem utilizados. No entanto, apresenta algumas desvantagens: verificação apenas das superfícies visíveis a olho nu, ausência de informações quantitativas a respeito das propriedades do concreto, necessidade de grande experiência do investigador.

Para a inspeção de peças de concreto, onde o acesso é limitado, utiliza-se de fibras ópticas conectadas a espelhos ou microcâmeras de TV com alta resolução, além de sistemas de iluminação, fazendo a imagem aparecer em oculares ou em um monitor de TV. São soluções simples e eficientes, conhecidas como técnicas de inspeção visual remota.

Correia (2013) caracteriza a Inspeção Visual, separando-a em 4 níveis de gravidade (figura 30), de acordo com o estado da estrutura em análise:

- a) Nível Satisfatório (cor verde): estruturas sem indícios de problemas estruturais ou de durabilidade, com padrão de construção visualmente satisfatório, porém não isentas do emprego de vistorias para assegurar sua durabilidade e vida útil. Corresponde ao período de vida útil de projeto, em que a estrutura não apresenta manifestações patológicas.

- b) Nível Tolerável (cor amarela): estruturas sem indícios de problemas estruturais, mas com presença de anomalias de pequena monta e de fácil recuperação que, se não forem tratadas, tendem a causar problemas maiores no futuro.
- c) Nível Alerta (cor laranja): estruturas em estado de durabilidade duvidosa, com presença de anomalias reveladas em que seria recomendável uma avaliação pormenorizada, podendo ser programada em médio prazo. Representa a fase em que a estrutura atingiu algum limite de serviço ou possui manifestações patológicas.
- d) Nível Crítico (cor vermelha): com evidências nítidas de problemas estruturais e de durabilidade, necessitando de verificação imediata ou em curto prazo. Representa a proximidade com a vida útil última da estrutura, com manifestações patológicas graves e comprometimento estrutural.

NÍVEL SATISFATÓRIO	Sem manifestações patológicas
NÍVEL TOLERÁVEL	Pequenas manifestações patológicas
NÍVEL ALERTA	Desagregação por ataque químico Mancha de corrosão de armadura Destacamento localizado no elemento Exposição da armadura localizada no elemento
NÍVEL CRÍTICO	Fissuração excessiva Destacamento generalizado no elemento Exposição da armadura generalizada no elemento Redução secção da armadura

Figura 30 - Critério para classificação de manifestações patológicas. Fonte: CORREIA (2013)

Para orientar a realização da inspeção visual e permitir o registro das observações efetuadas, pode ser feita a Inspeção Visual Geral da Estrutura apresentado nas figuras 31 e 32. O modelo de ficha é constituído de duas partes. A primeira parte consiste na confecção de um croqui, descrevendo os danos da estrutura, a sua localização e um registro fotográfico destes danos. Na segunda parte deve-se descrever por escrito a extensão e a gravidade dos problemas encontrados. Em seguida, há um espaço para

decisão dos ensaios a serem feitos na estrutura como, por exemplo, “profundidade de carbonatação”, entre outros. Logo depois, deve ser feito o prognóstico com base nos resultados obtidos.

INSPEÇÃO VISUAL GERAL DA ESTRUTURA		Página 1
Tipo de estrutura: _____	Idade: _____	
Localização: _____	Ambiente: _____	
Orientação: _____	Data da inspeção: ____/____/____	
a) Descrição dos danos e localização na estrutura:		
Croqui da estrutura com levantamento dos danos gerais.		
b) Registro fotográfico		

Figura 31 - Modelo da primeira página da ficha de Inspeção Visual Geral da Estrutura”. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)

c) Extensão e gravidade dos danos:		Página 2
d) ensaios mínimos a realizar:		
Ensaio	Local	Resultado
Determinação de cloretos ou sulfatos		
Profundidade de carbonatação		
Espessura de recobrimento		
e) Prognósticos:		

Figura 32 - Modelo da segunda página da ficha de Inspeção Visual Geral da Estrutura. Fonte: RINCÓN, CARRUYO, ANDRADE (1997)

4.2.2 Inspeção Detalhada

A etapa de inspeção detalhada visa a definição da causa raiz da manifestação patológica encontrada em uma determinada estrutura de concreto, através de ensaios de campo e de laboratório que possibilitem um diagnóstico correto e ações de intervenção precisas. Esta fase deve ser realizada por profissional ou empresa especializada.

Na inspeção detalhada, os seguintes itens devem ser abordados, segundo Granato (2002):

- a) Fichas, croquis e planos de levantamento de danos;
- b) Plano de amostras;
- c) Tabela de tipificação dos danos;
- d) Técnicas de ensaio / medição / análises adequadas;

- e) Regiões onde deverão ser realizados ensaios;
- f) Planificação de materiais e equipamentos.

Uma vez conhecida a estrutura, através da inspeção e ensaios, deve-se separar as patologias da estrutura. A classificação das patologias tem o objetivo de orientar as causas e origem dos problemas. Exemplo:

- a) Diferenciar as regiões com distintas exigências estruturais / mecânicas;
- b) Identificar as características originais do concreto;
- c) Diferenciar as distintas regiões submetidas a distintos meios agressivos;
- d) Estabelecer os graus de deterioração da estrutura ou seus elementos.

Deve-se também selecionar:

- a) Técnicas e regiões de ensaio, medições e análises;
- b) Plano de utilização de materiais e equipamentos;
- c) Plano de execução da inspeção detalhada;
- d) Ensaio a realizar.

A realização dos ensaios de campo e de laboratório deve ser feita a partir dos sintomas encontrados na inspeção visual, buscando-se informações objetivas e pormenorizadas que confirmem o diagnóstico da causa raiz do problema em questão.

Segundo Souza e Ripper (1998), devem ser realizados, conforme o caso, os seguintes ensaios:

- a) Ensaio no concreto:
 - a.1) Resistividade;
 - a.2) Esclerometria;
 - a.3) Ultrassom;
 - a.4) Profundidade de carbonatação;
 - a.5) Concentração de cloretos;
 - a.6) Resistência à compressão;
 - a.7) Porosidade.
- b) Ensaio na armadura:
 - b.1) Localização e espessura de recobrimento;
 - b.2) Perda de diâmetro e seu limite elástico;

b.3) Medição de potenciais;

b.4) Medição da velocidade de corrosão.

O resultado esperado do encerramento da etapa de Inspeção detalhada e diagnóstico é um relatório contendo os resultados dos ensaios realizados, a definição da causa raiz do problema e as ações de recuperação ou reforço necessárias, detalhadas em tal nível que possibilite a execução dos serviços conforme programação da etapa seguinte.

Uma vez diagnosticado a origem da manifestação patológica, deverão ser elaborados especificações e procedimentos de recuperação ou projetos específicos para reforço estrutural. Ações de recuperação deverão ser aplicadas quando necessário devolver ao elemento a condição prevista no projeto original. Ações de reforço estrutural deverão ser empregadas quando necessário proporcionar à estrutura uma capacidade de desempenho maior do que aquela para qual foi projetada.

A tabela 6 mostra as técnicas mais comuns de avaliação da estrutura. Um estudo mais aprofundado sobre os ensaios existentes será feito na seção 4.3.

Tabela 6 – Ensaios mais comuns e suas vantagens e desvantagens. Fonte: GRANATO (2002)

Ensaio	Capacidade de detecção	Aplicação	Vantagens	Limitações
Medição de resistividade	Quantitativa	Presença de CF	Permite pré selecionar áreas com potencialidade corrosiva. Medida rápida	Interpretação complexa dos resultados. Disponibilidade do equipamento. Concreto carbonatado.
Medição de potencial	Quantitativa	Qualquer estrutura	Permite pré selecionar áreas com potencialidade corrosiva. Medida rápida.	Interpretação complexa dos resultados.
Medição de velocidade de corrosão	Quantitativa	Qualquer estrutura	Permite avaliar a perda de seção da armadura.	Interpretação. Disponibilidade do equipamento e sua sofisticação.
Medição da resistência à compressão e volume de vazios	Quantitativa	Qualquer estrutura		Ensaio destrutivo dependendo do método
Profundidade de carbonatação	Quantitativa	Estrutura com qualidade do concreto baixa		Ensaio destrutivo
Perfil de cloretos	Quantitativa	Qualquer estrutura		Ensaio destrutivo. Interpretação complexa. Apoio estatístico

4.3 Métodos de Ensaio

4.3.1 Determinação da resistência à compressão do concreto

4.3.1.1 Ensaio em corpo de prova extraídos do concreto

Deve-se definir os locais e os tipos de testemunhos a ser retirado da estrutura. Os testemunhos de estrutura de concreto endurecido devem obedecer às diretrizes da NBR 7680. Os tipos de testemunhos estão condicionados aos tipos de ensaios a serem realizados.

Destina-se a avaliar a resistência do concreto (f_c), módulo de deformação, permeabilidade ou absorção de água, determinação de cloretos e sulfatos, carbonatação, reconstituição do traço do concreto, Depois de retiradas, as amostras deverão ser cuidadosamente acondicionadas, dependendo das exigências dos ensaios.

A preparação dos corpos de prova deve atender ao estabelecido na NBR 5738. Para a retirada de corpo de prova para ensaio de resistência, deverá ser mantida a relação altura/diâmetro igual a 2. Caso não seja possível a retirada de corpos de prova com estas medidas, deverá ser adotada a tabela 7 para conversão dos resultados obtidos. Para valores da relação não mencionados na tabela, deverá ser adotada a aproximação por interpolação linear com aproximação de centésimos.

Tabela 7 – Fator de correção para ensaio de resistência do concreto. Fonte: GRANATO (2002)

Relação altura/diâmetro h/d	Fator de correção (multiplicar o resultado por)		
	ASTM C42-77	BS 1881-70	UNE 7242
2,00	1,00	1,00	1,00
1,75	0,98	0,98	0,98
1,50	0,96	0,96	0,96
1,25	0,93	0,94	0,94
1,00	0,87	0,92	0,85

O ensaio de resistência do concreto à compressão segue as diretrizes da norma NBR 5739.

4.3.1.2 Resistência do concreto à penetração de pinos

O ensaio consiste em medir a profundidade em que um pino de aço padronizado consegue penetrar no concreto depois de ter sido lançado com uma determinada energia cinética, determinando a resistência à penetração do material, que pode ser relacionada com sua resistência. Atualmente, o equipamento mais utilizado para a realização deste

ensaio é a pistola de Windsor (figura 33). A vantagem da utilização deste método é a simplicidade na utilização do equipamento, não necessitando muita experiência do operador.

Este ensaio tem sua regulamentação em normas estrangeiras: a norma norte-americana ASTM C803 e a norma britânica BS 1881-207. O método consiste no disparo de pinos, com uma pistola, que penetram no concreto (figura 34 e figura 35). A essência do método envolve a energia cinética inicial do pino e a absorção de energia pelo concreto. O pino penetra no concreto até que sua energia cinética inicial seja totalmente absorvida pelo concreto. Parte da energia é absorvida pela fricção entre o pino e o concreto, e outra parte na fratura do concreto.



Figura 33 - Pistola utilizada no ensaio de penetração de pinos



Figura 34 - Execução do ensaio de penetração de pinos

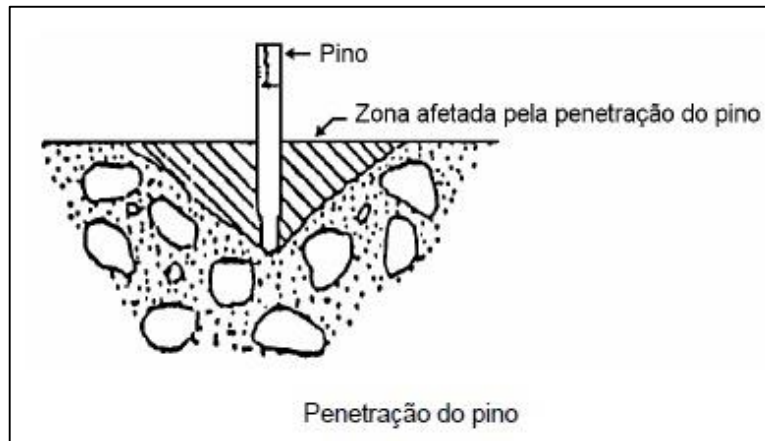


Figura 35 - Esquema que representa o ensaio. Fonte: GRANATO (2002)

A profundidade da penetração dos pinos é usada para estimar a resistência do concreto usando-se curvas de calibração. Devido à penetração do pino no concreto, os resultados deste ensaio não são influenciados pela textura e a umidade da superfície, no entanto a superfície deve ser limpa e plana. Vale lembrar que, como a fratura atravessa a matriz de argamassa e agregado graúdo, a natureza do agregado afeta consideravelmente os resultados.

A correlação entre o comprimento exposto do pino e a resistência à compressão do concreto se dá através de expressões lineares e são diretamente proporcionais. Quanto maior o comprimento exposto do pino, maior a resistência do concreto. A figura 36 mostra um exemplo de gráfico de um ensaio de penetração de pinos.

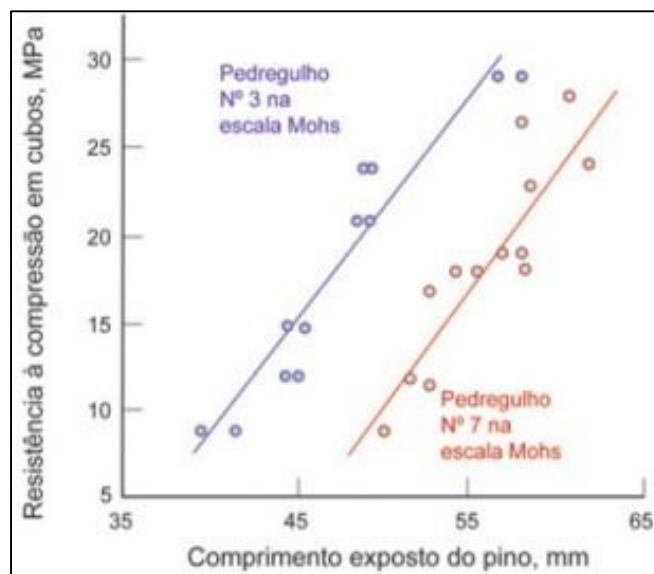


Figura 36 - Exemplo de gráfico que mostra a resistência à compressão em função do comprimento exposto do pino. Fonte: MEHTA & MONTEIRO (2008)

4.3.1.3 Pull-out Test

Este método de ensaio, também chamado de LOK-TEST é muito utilizado em países como Estados Unidos e Canadá. Sendo assim, não possui normatização no Brasil. As diretrizes do ensaio seguem a norma norte-americana ASTM C900.

De acordo com WAZER (2012), o ensaio consiste em moldar um corpo de prova de concreto contendo um elemento metálico de aço com a extremidade que fica inserida na massa de concreto aumentada. Este elemento metálico é tracionado, medindo-se a força necessária para efetuar o arranchamento com o uso de um dinamômetro. Utilizam-se anéis de reação para definir a forma de ruptura do concreto, de modo que ao se extrair o aço, é formado um cone de ruptura no concreto.

Para se efetuar uma avaliação do resultado deste ensaio faz-se necessário correlaciona-lo com a resistência à compressão do concreto. É importante ressaltar que esta correlação estabelecida é válida para o concreto ensaiado, ou seja, para concretos que possuam os mesmos materiais e a mesma dosagem. Uma representação esquemática do ensaio é ilustrada na figura 37.

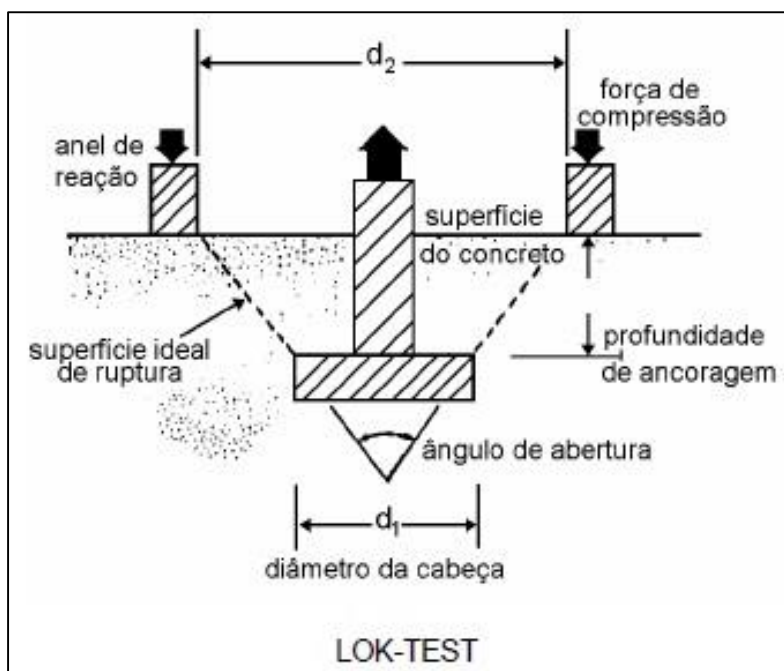


Figura 37 - Esquemática do “pull-out test”. Fonte: GRANATO (2002)

4.3.1.4 Esclerometria

Método de ensaio não destrutivo que mede a dureza superficial do concreto, fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do concreto endurecido. O aparelho utilizado é o esclerômetro de reflexão, desenvolvido pelo engenheiro Ernst Schmidt.

Granato (2002) se refere a este ensaio como sendo uma das técnicas mais difundidas em todo o mundo para a avaliação da homogeneidade do concreto, e suas diretrizes obedecem a norma NBR 7584. A avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, que consiste fundamentalmente de uma massa martelo que impulsionada por uma mola, se choca através de uma haste com ponta em forma de calota esférica com a área de ensaio e, parte da energia é conservada elasticamente, propiciando ao fim do impacto, retorno do martelo.

Lembrando que o esclerômetro deve ser aferido regularmente, pois as molas se desgastam com o uso e há aumento de atrito entre as partes deslizantes e móveis. A figura 38 traz a representação de um esclerômetro.

O aparelho deve ser aplicado preferencialmente na posição horizontal e consequentemente sobre superfícies verticais. Sendo necessário aplicar em posições diversas, o índice esclerométrico deve ser corrigido com os coeficientes fornecidos pelo fabricante do aparelho. Esses coeficientes levam em consideração a ação da gravidade e são variáveis para cada tipo de aparelho, sendo máxima aditiva para ângulo igual a -90° (laje de teto) e máxima subtrativa para ângulo igual a $+90^\circ$ (laje de piso) (GRANATO, 2002)

Segundo WAZER (2012), para a aplicação desse ensaio, as superfícies do concreto devem ser secas ao ar, limpas e preferencialmente planas. Superfícies irregulares, ásperas, curvas ou talhadas não fornecem resultados homogêneos e devem ser evitadas. Superfícies úmidas ou carbonatadas também devem ser evitadas. Superfícies carbonatadas, por exemplo, apresentam um maior endurecimento na superfície que no interior devido a carbonatação superficial. Caso se deseje ensaiá-las, devem ser adequadamente preparadas, se necessário, aplicados coeficientes de correção, e declarados na apresentação dos resultados.

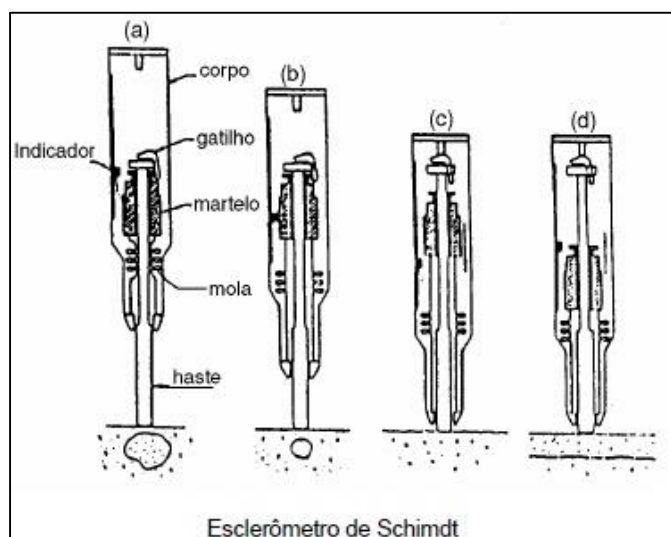


Figura 38 - Representação de um esclerômetro de reflexão. Fonte: GRANATO (2002)

Granato (2002) cita alguns fatores que podem influenciar nos resultados de ensaio, além da umidade e da possibilidade de a superfície estar carbonatada:

- a) Dano superficial ou interfacial: quando a superfície do concreto está menos resistente em virtude de um ataque químico ou pela falta de aderência entre o agregado e matriz de cimento, que pode ser observada na forma de desprendimento do agregado graúdo da matriz de pasta de cimento no momento da ruptura do concreto;
- b) Tipo de cimento: concretos de cimento Portland pozolânico bem curados apresentam maior dureza;
- c) Condições de cura: quanto mais eficiente a cura, maior a dureza superficial. Entre as idades de 3 dias a 3 meses não é necessário considerar o efeito da carbonatação (BS 1881-202).
- d) Idade: De acordo com a NBR 7584, a influência da idade na dureza superficial do concreto em relação à obtida nas condições normalizadas para a idade de 28 dias deve-se à influência de cura e carbonatação. Portanto, estas correlações não são automaticamente válidas para idades superiores a 60 dias e inferiores a 14 dias.

Segundo Granato (2002), a dureza do concreto é influenciada pelo tipo de agregado utilizado e considerando que concretos com mesma dureza superficial podem ter resistências muito diferentes, portanto, vê-se que a esclerometria deve ser utilizada com cautela senão erros poderão ser cometidos. Torna-se necessário o desenvolvimento

de curvas de correlação entre resistência e índice esclerométrico de acordo com o tipo de agregado que foi utilizado no concreto da estrutura que está sendo investigada.

A NBR 7584 diz ainda que diferentes tipos de agregados podem fornecer concretos de mesma resistência, porém com diferentes índices esclerométricos, sendo que para o caso de agregados leves e pesados esta variação é ainda maior.

4.3.2 Determinação da resistência à tração do concreto

4.3.2.1 Ensaio de tração direta

Neste ensaio a resistência à tração direta é determinada aplicando-se tração axial, até a ruptura, em corpos-de-prova de concreto simples. A seção central é retangular, medindo 9cm por 15cm, e as extremidades são quadradas, com 15cm de lado (figura 39).

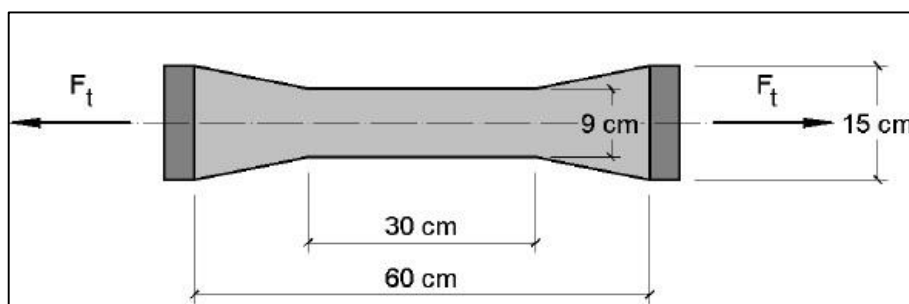


Figura 39 - Ensaio de tração direta. Fonte: PINHEIRO (2007)

4.3.2.2 Ensaio de tração por compressão diametral

Segundo Pinheiro (2007), este é o ensaio mais utilizado. Para a sua realização, um corpo-de-prova cilíndrico de 15cm por 30 cm é colocado com o eixo horizontal entre os pratos da prensa (Figura 40), sendo aplicada uma força até a sua ruptura por tração indireta (ruptura por fendilhamento).

A norma utilizada para este ensaio é a NBR 7222 (figura 41). Entre os pratos da prensa e o corpo de prova é colocado uma tira de chapa dura de fibra de madeira, de cada lado, obedecendo às dimensões da norma:

- a) Largura (b): valor de 15% do diâmetro do corpo de prova
- b) Altura (h): de 3 a 4 mm.

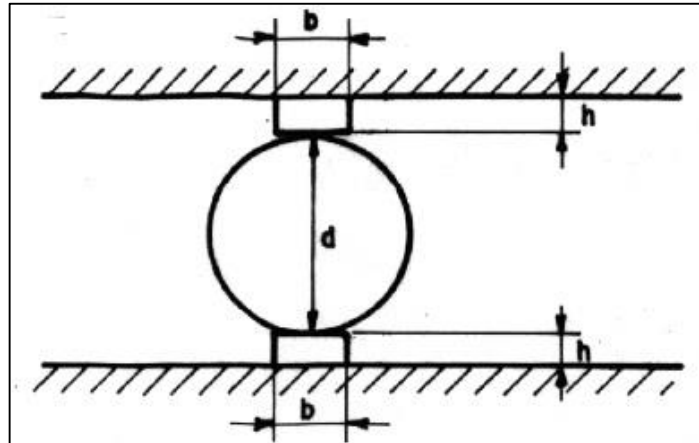


Figura 40 - Disposição do corpo de prova. Fonte: ABNT NBR 7222

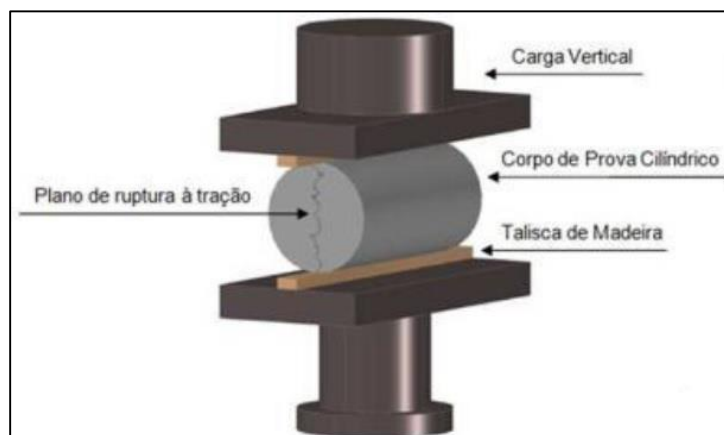


Figura 41 - Esquema do ensaio de tração por compressão diametral. Fonte: ROCHA (2012)

4.3.2.3 Ensaio de tração à flexão

Para a realização deste ensaio, um corpo-de-prova de seção prismática é submetido à flexão, com carregamentos em duas seções simétricas, até à ruptura (figura 42). O ensaio também é conhecido por “carregamento nos terços”, pelo fato das seções carregadas se encontrarem nos terços do vão.

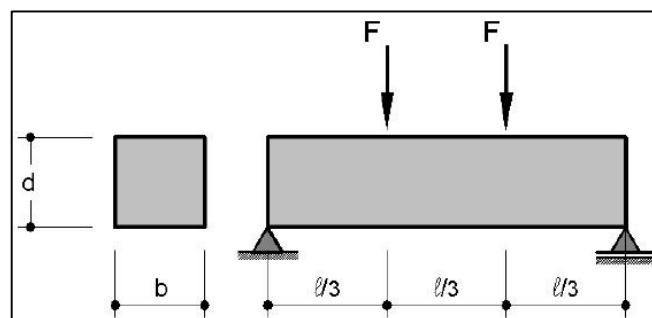


Figura 42 - Ensaio de tração à flexão. Fonte: PINHEIRO (2007)

4.3.3 Verificação da profundidade de carbonatação

A carbonatação é um fenômeno físico-químico, que reduz consideravelmente o pH, possibilitando a despassivação do aço (FIGUEIREDO, 2005). A zona definida como passivação é onde o metal se recobre de uma fina camada de óxidos e hidróxidos que vão funcionar como uma barreira protetora. A elevada alcalinidade da solução dos poros do concreto são fatores determinantes a formação e manutenção da camada passivante do aço no interior do concreto. Com a atuação de agentes externos agressivos, a passivação pode ser alterada, favorecendo a corrosão.

A carbonatação do concreto geralmente é uma condição determinante para o início da corrosão das armaduras. Esta inicia-se na superfície da estrutura e forma a “frente de carbonatação”, composta por duas zonas com pH distintas (uma básica e outra neutra). Esta frente avança em direção ao interior do concreto e quando alcança a armadura ocorre a despassivação do aço e este se torna vulnerável.

O processo de carbonatação se relaciona com a maneira como o concreto foi lançado, adensado e curado, bem como o tipo de cimento, condições ambientais e umidade do ambiente, sendo maior a carbonatação quanto maior for o fator água/cimento, explica Cascudo (1997). No entanto, após a despassivação da armadura, a corrosão só irá ocorrer se algumas condições estiverem presentes, tais como água suficiente no interior do concreto para funcionar como eletrólito no transporte de íons, diferença de potencial elétrico entre as regiões da armadura, bem como a presença de oxigênio para as reações de corrosão. Existem casos em que uma ou mais condições necessárias à corrosão não estão presentes. Assim, ainda que a armadura esteja despassivada, não existirá a corrosão. Ou existirá em velocidades desprezíveis (CARMONA, 2005). A figura 43 mostra uma situação usual do avanço da frente de carbonatação no concreto.

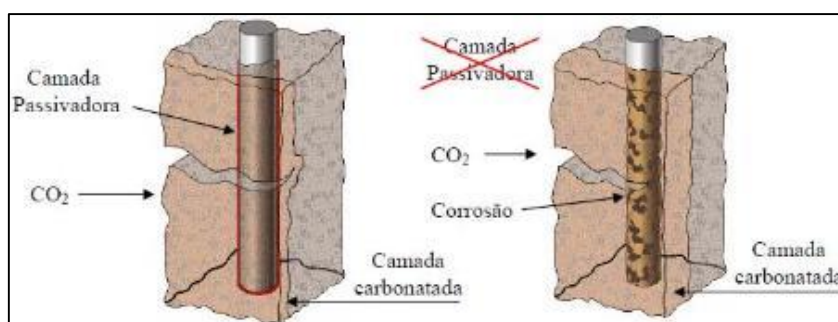


Figura 43 - Avanço da frente de carbonatação. Fonte: TULA (2000).

Alguns fatores influenciam na carbonatação. Segundo Helene (1992), a relação água cimento controla as propriedades relacionadas à microestrutura do concreto endurecido. A redução dessa relação resulta em maior dificuldade da difusão do gás carbônico através do concreto. A relação água cimento determina a profundidade de carbonatação, fixadas as condições ambientais, de cura e o tipo de cimento. A concentração de dióxido de carbono no ambiente também é determinante para a velocidade de carbonatação. Outro fator é a cura e compactação, pois uma má compactação ou cura resultam em elevada porosidade, principalmente na superfície externa do concreto.

Segundo Souza e Ripper (1998), a carbonatação em si, 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, corroendo-a, como pode ser mostrado na figura 44.

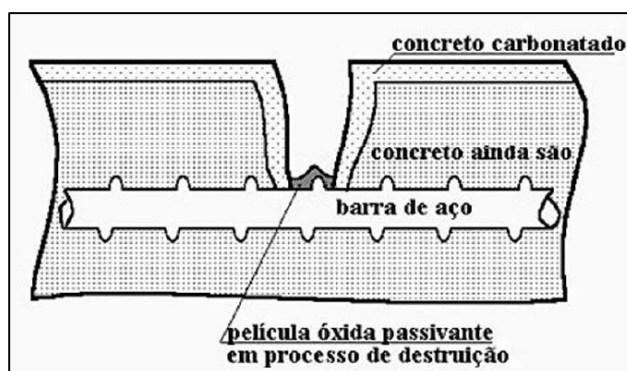


Figura 44 - Esquemática da carbonatação causada por fissura. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Para aberturas de fissura maior que 0,4 mm, segundo Souza e Ripper (1998), a carbonatação é acelerada e rumo diretamente às barras da armadura. Portanto, pode-se concluir que se o concreto estiver totalmente saturado, não haverá carbonatação, dado que a propagação do dióxido de carbono se dá através dos poros do concreto.

O ensaio de profundidade de carbonatação permite avaliar o avanço da carbonatação do concreto. Com a carbonatação, há a redução do pH inicial do concreto (pH entre 12 a 14) para um valor abaixo de 9. É provocada pela reação do CO₂ do meio com os álcalis do cimento (hidróxidos de cálcio, sódio e potássio), formando carbonatos

e diminuindo o pH do concreto. A descrição deste ensaio segue a norma francesa RILEM CPC18 de 1988. O método consiste em evidenciar a diferença de pH entre o concreto e a frente de carbonatação por meio de aspersão de indicadores químicos.

Utiliza-se como sistema indicador a fenolftaleína (1 g de fenolftaleína + 49 g de álcool + 50 g de água) ou timolftaleína (1 g de timolftaleína + 99 g de água).

A solução de timolftaleína tem tonalidade azul escuro (roxo) em contato com os álcalis do concreto e vai tornando-se azul claro na faixa de pH entre 10 e 9.2, ficando transparente a partir deste pH.

A solução de fenolftaleína tem tonalidade vermelho escuro (carmim) em contato com os álcalis do concreto e vai tornando-se róseo na faixa de pH em torno de 9, ficando transparente a partir deste pH. A figura 45 sintetiza a como agem essas duas soluções.

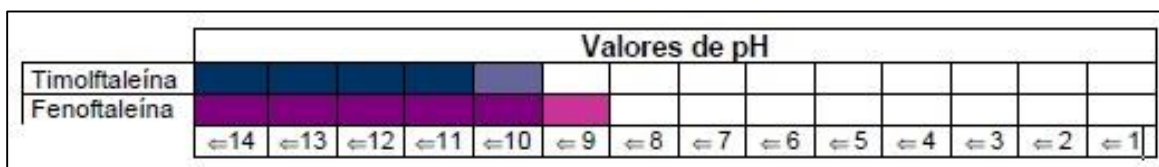


Figura 45 - Síntese das ações das soluções. Fonte: GRANATO (2002)

Inicialmente, faz-se uma abertura no concreto até expor a armadura. Aplica-se em forma de spray a solução de fenolftaleína ou timolftaleína. Aguarda-se até cerca de 15 minutos (não mais de 20 minutos) e faz-se a leitura da profundidade de carbonatação (medida da zona incolor), a partir da superfície do concreto.

A figura 46 mostra um exemplo prático do ensaio para detecção da profundidade de carbonatação. Observa-se que a profundidade de carbonatação foi menor que o cobrimento utilizado, mas a presença da fissura invalidou a função do cobrimento, pois esta facilitou a difusão do dióxido de carbono para o interior da viga, atingindo a armadura. A carbonatação proporcionou a redução no valor do pH, despassivou a armadura e com a exposição à umidade, pôde se observar a corrosão das barras de aço.



Figura 46 - Exemplo prático de estrutura carbonatada. Fonte: GRANATO (2002)

Este ensaio é simples e econômico, podendo ser executado em várias partes da estrutura de concreto, para se determinar o estágio e velocidade de carbonatação da estrutura (GRANATO, 2002). A tabela 8 mostra os constituintes do concreto relacionados com o ensaio.

Tabela 8 – Valores de PH e seus respectivos constituintes. Fonte: GRANATO (2002)

PH	Constituintes
Acima de 13	Alcalinidade cáustica ou hidróxica (OH^-) Carbonato alcalino (CO_3^{2-})
Entre 12 e 11	Nada de bicarbonato (HCO_3^-) Nada de dióxido de carbono (CO_2)
Entre 9 e 8	Presença de carbonato (CO_3^{2-}) e bicarbonato (HCO_3^-) Nada de dióxido de carbono livre e alcalinidade cáustica
Entre 5,5 e 8	Presença de bicarbonato (HCO_3^-) e dióxido de carbono livre (CO_2) Nada de carbonato (CO_3^{2-})
Abaixo de 5,5	Ácidos minerais (H_2SO_4 , HCl , HNO_3)

4.3.4 Determinação da resistividade elétrica

A resistividade elétrica do concreto é um excelente parâmetro na verificação da existência da corrosão das armaduras, visto que um concreto com alta resistividade elétrica possui pouca possibilidade de apresentar corrosão das armaduras. Em campo, a resistividade elétrica é medida através da determinação de diferenças de potenciais elétricos medidos na superfície do concreto causadas por uma pequena corrente de superfície (MAZER, 2012).

A resistividade elétrica é uma propriedade de cada material e corresponde ao oposto da condutividade. Sua medida é em ohm-cm ou ohm-m, e suas diretrizes seguem a norma brasileira NBR 9204, e temos também a norma norte-americana ASTM G57. O ensaio pode ser feito a partir de amostras extraídas para testes em laboratório ou “in loco”. Dependem em grande parte do grau de saturação dos poros do concreto e em menor parte do grau de hidratação da pasta de cimento e da presença de sais dissolvidos. É também

função de variáveis como: tipo de cimento, adições orgânicas, a relação água/cimento, a porosidade da estrutura, entre outros.

O CEB (COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, 1978) apresenta a seguinte correlação entre a resistividade elétrica do concreto e a taxa de corrosão das armaduras, representada pela tabela 9.

Tabela 9 – Valores de Resistividade do concreto e suas respectivas taxas de corrosão. Fonte: CEB (1978)

Resistividade do concreto (Ωm)	Taxa de corrosão provável
> 200	Desprezível
100 a 200	Baixa
50 a 100	Alta
< 50	Muito Alta

Devido à instalação de um processo corrosivo nas armaduras do concreto ocorre o aparecimento de uma corrente elétrica, sendo que o fluxo dessa corrente elétrica é um processo eletrolítico, de modo que o aumento da atividade iônica causa uma diminuição na resistividade do concreto. Essa atividade iônica pode ser aumentada com uma alta relação água-cimento, alto grau de saturação do concreto ou por alta concentração de sais dissolvidos nos poros da massa de concreto, deixando o concreto com baixa resistividade, permitindo, assim, o aparecimento da corrosão das armaduras (WAZER, 2012).

Em suma, a resistividade elétrica é inversamente proporcional à taxa de corrosão do concreto, ou seja, quanto maior sua resistividade, menos corroído a estrutura analisada se apresenta.

4.3.5 Verificação da homogeneidade do concreto por ultrassom

Este ensaio não-destrutivo tem o objetivo de verificar a homogeneidade (qualidade e uniformidade) do concreto, detectar falhas internas (ninhos e vazios) e as profundidades das fissuras, e monitorar as variações das propriedades do concreto. O ultrassom é um método baseado em vibrações próximas das do som. Detecta discontinuidades internas em materiais, baseando-se no fenômeno de reflexão de ondas acústicas quando encontram obstáculos à sua propagação, dentro do material.

A norma que regula este ensaio é a norma brasileira NBR 8802. O ensaio consiste em fazer com que o ultrassom, emitido por um transdutor, percorra o material a ser ensaiado, efetuando-se a verificação dos ecos recebidos de volta, pelo mesmo ou por outro

transdutor. Quanto maior a velocidade do pulso ultrassônico, melhor qualidade do concreto ensaiado.

Tratando-se de um ensaio não destrutivo, o ultrassom apresenta largas possibilidades de aplicação no estudo da patologia do concreto e no controle de sua qualidade. Podem ser úteis na investigação de falhas de concretagem, de trincas ou fissuras e da resistência do concreto como uma verificação adicional de controle de estruturas já prontas (WAZER, 2012).

O método ultrassônico possui alta sensibilidade na detecção de pequenas discontinuidades internas, pois para interpretação das indicações, dispensa processos intermediários, agilizando a inspeção.

Segundo a NBR 8802, há três tipos de transmissões ultrassônicas:

- a) Transmissão direta: é o método mais recomendado na determinação da velocidade de propagação de ondas através de um material, pois desta forma as ondas são recebidas com maior intensidade. Os transdutores se posicionam em faces opostas, conforme indicado na Figura 47.
- b) Transmissão indireta: é utilizado quando se tem acesso a apenas uma face do corpo-de-prova ou componente e essa face tem comprimento suficiente para propiciar o deslocamento do transdutor-receptor. O arranjo deste método está representado na figura 48. Posteriormente ao ensaio, é pego a leitura dos valores do tempo que o pulso leva para chegar do emissor aos receptores, relacionando-os com a distância de cada um dos receptores. Os valores obtidos são colocados num plano cartesiano tempo x distância, e a partir de aí formar uma reta, onde a velocidade de propagação é determinada pela inclinação desta.
- c) Transmissão semidireta: Este arranjo entre os transdutores só deve ser utilizado quando não houver a possibilidade de acesso a duas faces opostas de um corpo-de-prova ou componente de concreto e a única face acessível não tenha comprimento suficiente para se utilizar o arranjo de transmissão indireta. Este método é mostrado na figura 49.

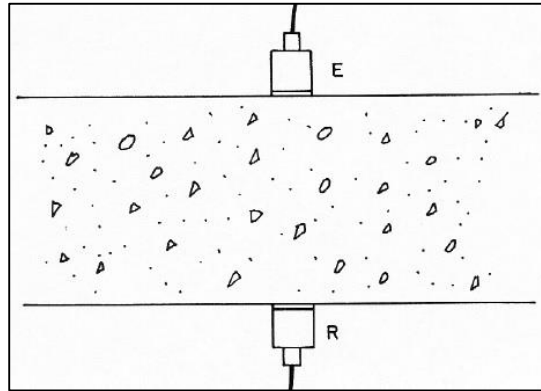


Figura 47 - Determinação da velocidade de propagação: transmissão direta. Fonte: ABNT NBR 8802

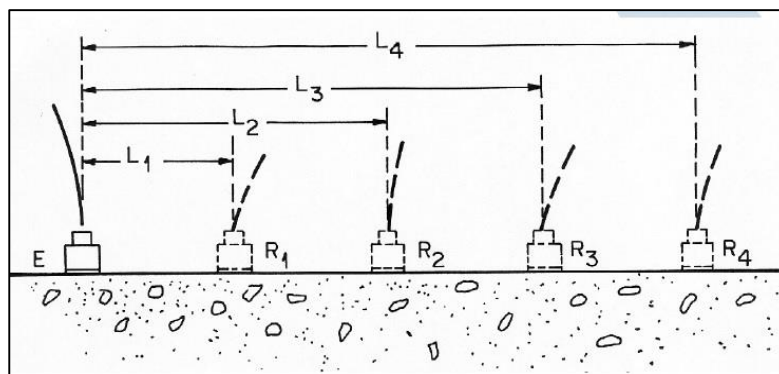


Figura 48 - Determinação da velocidade de propagação: transmissão indireta. Fonte: ABNT NBR 8802

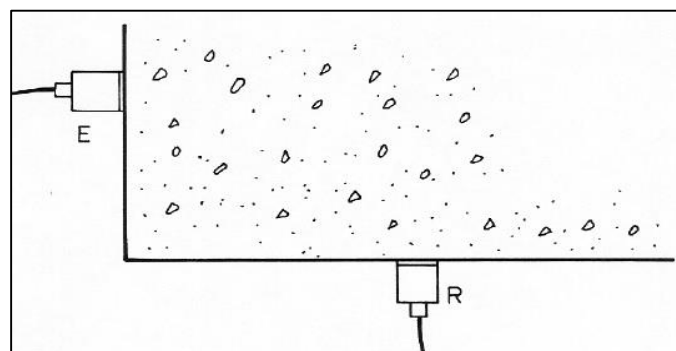


Figura 49 - Determinação da velocidade de propagação: transmissão semidireta. Fonte: ABNT NBR 8802

Segundo WAZER (2012), A velocidade de propagação é naturalmente determinada pela idade do concreto. Além da idade e das características elasto-mecânicas (módulo de elasticidade e resistência mecânica), a velocidade de propagação do som no concreto é determinada por uma série de outros fatores, como:

- a) Densidade: concretos mais densos apresentam maior velocidade de propagação;

- b) Tipo de cimento e tipo dos agregados;
- c) Fator água/cimento utilizado no preparo do concreto;
- d) Umidade da peça ensaiada
- e) Existência de aço, no caso de concreto armado;

WAZER (2012), por fim, correlaciona a velocidade dos pulsos e suas leituras obtidas, com a qualidade que o concreto se apresenta (tabela 10).

Tabela 10 – Velocidade dos pulsos e suas respectivas classificações de qualidade do concreto. Fonte: WAZER (2012)

Velocidade de pulsos longitudinais (km/s)	Qualidade do concreto
> 4,5	Excelente
3,5 – 4,5	Boa
3,0 – 3,5	Duvidosa
2,0 – 3,0	Pobre
< 2,0	Muito pobre

4.3.6 Determinação de cloretos

Este ensaio é normatizado pelas normas norte-americanas ASTM C1152, para cloretos totais, e ASTM C1411, para cloretos solúveis. O método consiste em determinar o teor de cloretos total e livre no interior do concreto em diferentes níveis de profundidade, que permitem o cálculo dado coeficiente de difusão aparente e a velocidade de penetração.

Segundo Souza e Ripper (1998), em obras em concreto armado é imprescindível limitar o teor de cloretos nos cimentos, por serem eles excelentes condutores de corrente elétrica, corrente esta gerada por pilhas de aeração ou por alcalinidades diferenciais, o que, com toda a certeza, virá a ocasionar a corrosão localizada das armaduras.

Apesar de existirem muitos estudos quanto ao montante necessário de cloretos para o desencadeamento da corrosão, ainda não existe um consenso quanto aos valores. Alguns autores como Andrade (1992) e Cascudo (1997) consideram um valor médio comumente aceito como teor limite para a despassivação das armaduras de 0,4% em relação à massa de cimento. Já Metha (2003) afirma que concentrações entre 0,6 e 0,9kg/m³ de cloretos no concreto, são o suficiente para o início do processo corrosivo.

4.3.7 Porosidade

Tem o objetivo de determinar a absorção capilar e a porosidade do concreto e argamassa. Pode-se definir “porosidade” como os espaços vazios em consequência da evaporação da água excedente da mistura e o ar incorporado durante a mistura, transporte e adensamento. Existem três tipos de poros, destacados a seguir:

- a) Poros de gel: São de menor tamanho e correspondem aos espaços intersticiais do gel de cimento.
- b) Poros capilares: Quando estão interconectados e abertos, são as causas principais da permeabilidade da pasta de cimento, assim como da vulnerabilidade à ação dos agentes externos.
- c) Poros de ar: São geralmente bolhas de ar envolvidas na massa de concreto, normalmente introduzidas através de aditivos de concreto. Podem beneficiar o concreto, principalmente quanto ao ciclo gelo/degelo.

O valor da porosidade de um concreto fornece indicações da qualidade desse concreto e pode ser considerado um indicador de permeabilidade. A metodologia de ensaio segue as diretrizes da NBR 9778

Valores para porosidade menores que 10% indica um concreto compacto de boa qualidade. Entre 10% a 15% indica um concreto de qualidade moderada, porém permeável e não adequado para ambientes agressivos. Por fim, valores de porosidade maiores que 15% indica um concreto de durabilidade inadequada e muito permeável, incapaz de proteger a armadura por longos períodos.

4.3.8 Determinação da posição e profundidade da armadura

O método localiza a posição e profundidade das armaduras, ou seja, seu cobrimento. O ensaio é regulamentado pela norma britânica BS 1881-204.

Utiliza-se como equipamento de ensaio o pacômetro (figura 50), composto de um eletroímã, cuja agulha é sensibilizada em presença de metais. O sistema não é preciso para concretos com elevada taxa de armadura.



Figura 50 - Pacômetro em operação. Fonte: BOSCH (2015)

4.3.9 Potencial de corrosão

O potencial de corrosão no aço existente em estruturas de concreto armado pode ser medido pela diferença de potencial entre o aço e um eletrodo de referência, neste caso utiliza-se o eletrodo de cobre- sulfato de cobre, que esteja em contato com a superfície de concreto. Este ensaio é descrito pela ASTM C876. Antes de se efetuar o ensaio devem ser observados alguns aspectos relativos à estrutura em análise. De acordo com WAZER (2012), a superfície do concreto não deve apresentar deslocamentos ou trincas e deve haver continuidade elétrica entre as barras de aço.

Alguns cuidados também são necessários para evitar interpretações errôneas dos resultados, de modo que este ensaio não deve ser feito em locais onde haja sintomas evidentes de corrosão, isto porque após a formação dos produtos da corrosão, ocorrem fissuras que quebram a ligação eletrolítica em torno da armadura e ainda certos tipos de carepas de corrosão possuem potenciais elétricos similares aos metais nobres, não indicando a existência da corrosão Granato (2002).

O gradiente de potenciais obtido no ensaio indica a direção das correntes de corrosão, que estão correlacionadas com as áreas comprometidas da estrutura. No entanto, somente com os resultados do ensaio de potencial de corrosão não é possível fazer uma avaliação 100% precisa. A ASTM 876 fornece um padrão para a análise dos resultados, conforme consta na tabela 11.

Tabela 11 - Valores de potencial e suas respectivas análises. Fonte: WAZER (2012)

Condição	Potencial (mV)	Análise.
Boa	Mais positivos que -200mV	Ausência de corrosão.
Corrosão iniciada	Entre -200mV e -350mV	Indícios de corrosão.
Inaceitável	Mais negativos que -350mV	Corrosão ativa.

4.3.10 Taxa de corrosão

Determina a velocidade com a qual a armadura perde a seção por corrosão. São utilizados potenciômetros e galvanômetros capazes de medir a resistência a polarização que se relaciona com a corrente.

A tabela 12 mostra os valores da taxa de corrosão (i_{corr}) relacionando-os com o nível de corrosão da armadura.

Tabela 12 – Valores de i_{corr} possíveis. Fonte: ANDRADE (2000)

i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Grau de corrosão
< 0,1	Desprezível
0,1 – 0,5	Baixo
0,5 – 1,0	Moderado
> 1	Alto

A figura 51 mostra um potenciômetro em operação. Neste exemplo, o aparelho marca um valor de $0,157 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, significando uma armadura com grau de corrosão baixo.



Figura 51 - Potenciômetro em operação. Fonte: GEOCISA (2015)

4.3.11 Prova de carga

Este método que consiste em carregar a estrutura com a carga determinada em projeto. Normalmente é utilizada para o caso de estruturas novas ou reconstruídas com suspeitas quanto ao seu comportamento, ou em estruturas antigas onde não se conhece informação suficiente, ou ainda quando se tem suspeitas de sua capacidade de suportar as cargas previstas.

A prova de carga é uma ferramenta muito útil para verificar o estado em que se encontram antigas estruturas, quando uma análise teórica não seja suficiente ou quando

haja suspeita de que pelo tempo de uso ou outras causas, sua capacidade de suportar esteja abaixo dos níveis especificados (WAZER, 2012).

De acordo com a NBR 9607, prova de carga é definida como sendo um conjunto de atividades destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura através da medição e controle de efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas.

Ainda segundo a norma NBR 9607, uma prova de carga é recomendada em casos de eventual alteração das condições de utilização da estrutura, no caso de fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais em parte da estrutura, após acidentes ou anomalias observadas durante a execução ou utilização de uma estrutura, na falta total ou parcial de elementos de projeto, quando as condições construtivas são desconhecidas ou com a finalidade de estudar o comportamento de estruturas.

O nível de carregamento da estrutura durante o ensaio varia de acordo com a finalidade do mesmo. Pode-se classificar as provas de carga segundo o seguinte critério (CÁNOVAS, 1988):

- a) De acordo com a grandeza da carga: carga básica, carga aumentada ou carga extraordinária;
- b) De acordo com as características de carga: carga estática ou carga dinâmica;
- c) De acordo com a duração do teste: teste de curta duração ou teste de longa duração.

A norma brasileira, NBR 9607, ao mencionar sobre o valor da carga de teste, propõe um valor numérico, denominado "fator de carregamento", que tem por finalidade indicar o nível de solicitação a que deve estar submetida uma seção ou ponto da estrutura durante uma prova de carga. O fator de carregamento Ψ é expresso por:

$$\Psi = Fe/Fd$$

Fe é o esforço solicitante teórico do ensaio de prova de carga, e Fd é o esforço solicitante teórico de projeto. A escolha do nível de carregamento é feita segundo a tabela 13.

Tabela 13 - Níveis de carregamento do ensaio, e em que situação os empregar.
Fonte: WAZER (2012)

Ensaio	Nível de Carregamento	Emprego
Básico	$0,5 < \Psi \leq 1,0$	Recepção de estruturas em condições normais de projeto e construção; Estudo do comportamento da estrutura.
Rígido	$1,0 < \Psi \leq 1,1$	Materiais não atendem aos requisitos de projeto; Desconhecimento do projeto ou condições construtivas; Alteração das condições de utilização; Após acidentes na estrutura.
Excepcional	$\Psi > 1,1$	Passagem de cargas excepcionais; Fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais.

4.3.12 Método da maturidade

Segundo a BS1881:201, a maturidade é uma propriedade baseada nas medições da temperatura interna de um elemento de concreto, ao longo da pega, endurecimento e estágios de desenvolvimento da resistência do concreto.

Este método propõe que a medição do histórico de temperatura durante o período de cura possa ser usada para calcular um fator para estimar a resistência do concreto, chamado fator de maturidade (WAZER, 2012).

A temperatura possui um efeito dramático no desenvolvimento da resistência do concreto em idades baixas. Segundo a norma britânica BS 1881:201, as medições de maturidade levam em conta o desenvolvimento da temperatura do concreto durante a hidratação do cimento, o que é importante para o monitoramento do desenvolvimento da sua resistência, especialmente no caso de construções em condições ambientais adversas que poderão influenciar as condições de cura do concreto e determinar o momento de retirada de fôrmas, escoras e aplicação de cargas.

Os efeitos combinados do tempo e da temperatura sobre o ganho de resistência são quantificados por meio de uma função de maturidade: assume-se que amostras das mesmas misturas de concreto de mesma maturidade atingirão a mesma resistência, independentemente das combinações tempo-temperatura que levam àquela maturidade (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

A relação entre resistência e maturidade depende principalmente da temperatura, do tipo de agregado, do tipo de cimento e da relação água/cimento WAZER (2012).

De acordo com Evangelista (2002), uma desvantagem que deve ser levado em conta, é que este é um ensaio com medições pontuais. Portanto, para se avaliar uma grande área de concreto, seria necessário a monitoração de muitos pontos, o que pode tornar o processo muito caro.

4.3.13 Outros métodos

Existem outros métodos de ensaio, como radiografia e métodos nucleares, que são muito complexos e caros, e são utilizados em condições muito especiais.

4.4 Classificação das fissuras quanto à atividade

A determinação do tipo de fissura (ativa ou passiva) se dá utilizando extensômetros dos tipos mecânicos, óticos, elétricos, hidráulicos, acústicos, dentre outros. É uma avaliação importante, pois altera a forma de reparo da área, pois as fissuras ativas ou dinâmicas não devem receber injeção de epóxi, devendo ser calafetadas com selantes.

Uma forma mais simples, porém, sem nenhuma precisão nem caracterização técnica da amplitude de movimentação da fissura, é o da colagem com epóxi de uma tira de vidro transversal à fissura. Ocorrendo movimentação da fissura, a tendência é o da fissuração da placa de vidro, e conseqüente classificação como fissura ativa.

Havendo ou não atividade, sempre se pretenderá, com o tratamento, criar uma barreira ao transporte nocivo de líquidos e gases para dentro das fissuras, impedindo a contaminação do concreto e até das armaduras (SOUZA e RIPPER, 1998).

As fissuras ativas são, em geral, consideradas graves, pois ocorrem devido aos recalques sofridos pela estrutura. Nas ativas ocorre movimentação da estrutura, portanto, se não for eliminado a causa desta fissura, esta continuará atuando. Pode ocorrer de abrir outra do mesmo tipo ao lado da fissura ativa original que foi tratada e fechada.

Já as fissuras passivas e as ativas estacionárias, não são graves quando possuem aberturas de até 0,4mm (HELENE, 1992). No entanto, se não tratadas, no longo prazo podem dar origem à corrosão do aço das armaduras e essa corrosão pode vir a reduzir a capacidade resistente da estrutura em decorrência desta abertura. Para os casos onde a fissura é passiva, o tratamento é por simples injeção, o que será abordado mais à frente no capítulo 5.

5. Recuperação de patologias em edificações

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

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

Segundo Souza e Ripper (1998), é através do cálculo que é possível estabelecer os parâmetros necessários para estabelecimento de alguns fatores, como:

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

Souza e Ripper (1998) citam que o custo final de obras de recuperação ou reforço de estruturas de concreto é função direta da solução (projeto) adotada para a execução da mesma, considerando-se aí incluídos cálculos, metodologias, especificações de materiais

e trabalhos complementares, como escoramentos e andaimes, por exemplo, que são muitas vezes determinantes na avaliação da própria viabilidade econômica da obra.

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

Há várias técnicas construtivas disponíveis com a utilização de diferentes materiais aplicáveis à recuperação de estruturas. Assim sendo, neste capítulo a abordagem foi desenvolvida considerando aquelas técnicas mais usuais no tratamento de patologias de edificações.

5.1 Recuperação superficial do concreto

Todos as recuperações e reforços estruturais em peças de concreto armado devem seguir uma conduta rigorosa na preparação e limpeza do substrato, que são os procedimentos preliminares obrigatórios antes da execução do reforço/restauro. Não adianta usar sistemas e materiais apropriados sem preparar adequadamente o substrato, pois o risco de insucesso será muito grande, a ponto de comprometer integralmente a restauração ou reforço.

De acordo com Marcelli (2007), o primeiro serviço é o de preparo do substrato, e pode ser feito de várias maneiras, dependendo das condições locais, da natureza e grandeza dos serviços a serem executados. A tabela 14 mostra os principais procedimentos de preparo.

Tabela 14 – Procedimentos para preparo do substrato. Fonte: MARCELLI (2007)

Item	Procedimentos	Preparo do substrato	
		Concreto c/ superfície	
		Seca	Úmida
01	Escarificação manual	Adequado	Adequado
02	Disco de desbaste	Aceitável	Adequado
03	Escarificação mecânica	Adequado	Adequado
04	Demolição	Adequado	Adequado
05	Lixamento manual	Inadequado	Aceitável
06	Lixamento elétrico	Adequado	Aceitável
07	Escovamento manual	Adequado	Aceitável
08	Pistola de agulha	Inadequado	Inadequado
09	Jato de areia seca/úmida	Adequado	Adequado
10	Disco de corte	Aceitável	Adequado
11	Queima controlada	Adequado	Inadequado
12	Remoção de óleo/graxa	Inadequado	Adequado
13	Máquina de desbaste	Aceitável	Adequado

A limpeza da superfície é o procedimento que deverá ser executado depois da preparação do substrato e instantes antes da aplicação dos produtos de reforço/restauro. Pode ser feito com base nos principais procedimentos especificados na tabela 15.

Tabela 15 – Procedimentos para limpeza da superfície de concreto. Fonte: MARCELLI (2007)

Item	Procedimentos	limpeza	
		Concreto c/ superfície	
		Seca	Úmida
01	Jato de água fria	Inadequado	Adequado
02	Jato de água quente	Inadequado	Adequado
03	Vapor	Inadequado	Adequado
04	Soluções ácidas	Inadequado	Aceitável
05	Soluções alcalinas	Inadequado	Adequado
06	Remoção de óleos/graxas	Inadequado	Inadequado
07	Jato de ar comprimido	Adequado	Aceitável
08	Solventes voláteis (acetona)	Adequado	Adequado
09	Saturação de água	Inadequado	Inadequado
10	Aspiração a vácuo	Adequado	Inadequado

5.1.1 Polimento

Usa-se a técnica de polimento, quando a superfície de concreto se apresenta muito áspera, devido à má execução da estrutura, do desgaste natural que ocorre devido ao

próprio uso e tempo, dosagens equivocadas do concreto, utilização de fôrmas brutas ou ásperas (em concreto aparente) ou falta de vibração adequada.

Esta técnica é utilizada para reduzir a aspereza da superfície do concreto, tornando-a novamente lisa e isenta de partículas soltas, utilizando-se de equipamentos mecânicos, como lixadeiras portáteis ou máquinas de polir pesadas utilizadas quando a área a ser recuperada é muito extensa (SOUZA, 2006).

Para manusear este tipo de equipamento é necessária mão de obra especializada e é necessário também o cuidado com a proteção ambiental e dos trabalhadores, pois esta técnica produz altos valores de ruídos e provoca a formação de grande quantidade de pó.

5.1.2 Lavagem

5.1.2.1 Uso de soluções ácidas

As soluções ácidas ajudam a remover os defeitos que a água não conseguiria. Essa lavagem remove tintas, ferrugens, graxas, carbonatos, resíduos e manchas de cimento, por exemplo.

Esta técnica não deve ser utilizada quando se tem uma espessura de cobrimento da armadura reduzida, ou quando o local deteriorado estiver próximo às juntas de dilatação, evitando assim que a solução penetre nessas juntas, ou seja, evitando que ela penetre em locais onde não se tem garantia de sua remoção total. Usa-se, nesses casos, soluções alcalinas (SOUZA, 2006).

Para esse tipo de lavagem utiliza-se normalmente ácido muriático (ácido clorídrico comercial) diluído em água na proporção de 1:6, essa solução é utilizada na remoção de tintas, ferrugens, graxas, carbonatos, resíduos e manchas de cimento, sendo mais eficiente que na aplicação de jatos d'água. Pode ser utilizada também quando se pretende tornar a superfície do concreto mais áspera.

Inicia-se o processo saturando a superfície onde será aplicada a solução, para evitar que a mesma não penetre na camada sadia de concreto, posteriormente aplica-se a solução por aspensão ou com uso de uma broxa em pequenas áreas até que cesse o processo de descontaminação, ou seja, quando cessar a reação do produto com o concreto deteriorado.

Terminada essa etapa inicia-se a lavagem, garantindo sempre a total remoção da solução, primeiramente com o uso de uma solução neutralizadora e posteriormente com jatos de água natural.

Além da solução com ácido muriático existem soluções com outros tipos de ácidos, como a mistura de ácido fosfórico e glicólico, a mistura na proporção de 1:7:6 de plasma de nitrato de sódio, glicerina e água quente respectivamente.

Segundo Souza e Ripper (1998), apurou-se que as soluções descritas no parágrafo anterior não obtêm o mesmo resultado comparando-as com o uso da solução de ácido muriático diluído em água.

5.1.2.2 Uso de soluções alcalinas

A lavagem utilizando-se soluções alcalinas possui o mesmo procedimento das soluções ácidas, no que diz respeito à lavagem preliminar e aplicação. Porém, diferencia-se quanto aos cuidados que se deve tomar com estes agentes.

Quando se utiliza esse tipo de solução em concretos com agregados reativos, o contato entre os dois pode provocar uma reação denominada álcalis-agregado, que é uma reação expansiva, pela formação de sólidos em meio confinado (SOUZA e RIPPER, 1998).

Essa reação resulta da interação entre a sílica reativa de alguns tipos de minerais utilizados como agregados e os íons álcalis (Na⁺ e K⁺) – quando presentes no cimento em porcentagem superior a 0,6% - que são liberados durante a sua hidratação, ou pode ocorrer também pela penetração de cloretos, contendo estes mesmos íons, no concreto.

Diferenciando-se das soluções ácidas, com as soluções alcalinas não há a preocupação com tamanho de cobertura das armaduras.

5.1.2.3 Uso de jatos d'água e de areia

Esta técnica remove a camada deteriorada de concreto, utilizando-se de jatos d'água fria potável, normalmente em conjunto com jatos de areia, tanto com o uso alternado da água e da areia, quanto com a mistura dos dois da mesma forma que no concreto projetado por via seca.

Quando utilizado jato de areia é necessário que a mesma esteja limpa, seca e isenta de matéria orgânica, e uma vez utilizada deve ser descartada. Para manutenção da

mangueira é necessário que a areia tenha granulometria adequada ao diâmetro da mesma a fim de não a entupir ou causar o polimento da superfície a ser tratada.

Após o término de sua utilização, é necessário o uso de jatos de ar comprimido e de água fria antes da aplicação do material de recuperação. Segundo Souza e Ripper (1998) esse método serve também como alternativa ao apicoamento do concreto, promovendo a remoção da camada mais externa de concreto, porém é menos produtivo comparado a sua utilização somente para limpeza, cerca de 25% a 30% a menos.

Utilizam-se também jatos de água quente com removedores biodegradáveis quando se quer remover das superfícies resíduos muito gordurosos ou manchas muito impregnadas, mas para isso deve-se contratar operadores experientes e usar o EPI (Equipamento de Proteção Individual) adequado (AZEVEDO, 2011).

Normalmente utiliza-se máquina de alta pressão tipo lava-jato, quando o serviço permitir pode-se utilizar algumas máquinas de projetar concreto como forma de diminuir a quantidade de equipamentos alocados na obra.

5.1.2.4 Uso de jatos de ar comprimido

O jato de ar comprimido é utilizado para complementação da limpeza quando o uso dos jatos de água ou areia não for suficiente. Ele tem a função de promover a remoção das partículas em cavidades, devendo sempre o sopro ser procedido do interior para o exterior ou ainda para a secagem de superfícies ou de fissuras antes da injeção das mesmas (SOUZA, 2006).

Ainda pode-se utilizá-la não como jato, mas sim como aspiração, principalmente para limpeza de furos profundos, como os utilizados para a ancoragem de barras de armaduras.

Os cuidados principais que se deve tomar são com relação ao uso de filtros de ar e óleo no compressor, para evitar o refluxo do óleo utilizado no mesmo.

5.1.2.5 Jato de limalha de aço

Em alguns casos, o jato de limalha de aço pode ser uma alternativa viável ao jato de areia. O equipamento funciona nos mesmos princípios básicos dos outros jatos, mas possui suas peculiaridades. É mais abrasivo e por isso não é recomendado sua utilização em armaduras expostas, já corroídas e com pequenos diâmetros. Por outro lado, é um equipamento menos poluente que os demais.

Este método possui boa eficiência para grandes áreas e não há a necessidade do uso de água. O jato quebra a superfície de concreto menos resistente, e proporciona a abertura imediata dos poros, fazendo com que aumente a aderência do material de recuperação (SOUZA, 2006).

5.1.2.6 Queima a maçarico

Este método requer bastante cuidado executivo. Não se deve aplicar o maçarico numa mesma área por muito tempo, pois há risco de danificar o concreto sadio. Também há restrição quanto ao uso em áreas com armadura exposta, ou armaduras com cobrimento menor que 3,5 cm.

Destina-se a utilização em superfícies esfoliadas, para retirada de óleos e graxas. Devido à sua dificuldade de ser executado de modo perfeito e sem danos, este método é pouco utilizado.

5.1.2.7 Escovação manual

Essa é uma das mais simples técnicas de limpeza, utilizando como equipamento uma escova com cerdas de aço e às vezes o auxílio complementar de uma lixa de ferro (para aço) ou d'água (para concreto). Ela é indicada para pequenas áreas, para limpeza de barras com indícios de corrosão ou para aumentar sua capacidade de aderência.

Após o término da escovação deve-se limpar a superfície tratada com jato de ar comprimido.

5.1.2.8 Apicoamento

Este tipo de procedimento é utilizado para remoção da camada externa do concreto que será complementada com o material de recuperação, segundo Souza e Ripper (1998) a espessura de retirada nesse método não ultrapassa 10 mm.



Figura 52 - Martelete Pneumático. Fonte: SERCPINT (2011)

A remoção do concreto deteriorado pode ser feita com equipamentos mecânicos (Figura 52), martelos pneumáticos leves, de até 5 kg ou apicoamento manual (Figura 53), feito com ponteiro, talhadeira e marreta leve (1 kg).



Figura 53 - Apicoamento manual da superfície de concreto. Fonte: SERCPINT (2011)

A adoção de um sistema ou do outro dependerá da extensão que se quer recuperar, ou seja, para áreas grandes utiliza-se o processo mecânico que tem rendimento maior se comparado ao apicoamento manual, que é utilizado para remoção de pequenas áreas danificadas, ou onde não é possível o acesso de equipamentos mecânicos. A produção manual varia de 2 a 4 m² por dia, conforme as condições de trabalho.

O apicoamento exige cuidados específicos e é executado de forma artesanal. É proibido golpear a região, para que a integridade das arestas e contornos da região em tratamento sejam preservados (DER/SP, 2006).

5.1.3 Saturação

O processo de saturação da superfície do concreto serve para aumentar a aderência do material de recuperação (concreto ou argamassas de base cimentícia).

Segundo Souza e Ripper (1998), o tempo médio de saturação é de aproximadamente 12 horas. A aplicação de água pode ser por vertimento contínuo, o que pode ser simples em casos de lajes ou outras superfícies horizontais, ou por molhagem de elementos intermediários, como sacos de estopa, que são então aplicados sobre as superfícies, o que é muito usado não só horizontalmente, mas também em vigas e pilares. No caso de paredes verticais, é comum garantir-se a molhagem contínua através de uma mangueira furada - furos com espaçamento da ordem dos 15 cm - funcionando como "sprinklers".

Deve-se observar que a superfície que receberá o material de recuperação tem que estar apenas úmida sem possuir poças de água.

5.1.4 Corte

O corte é a remoção de porções profundas de concreto degradado. Esse processo utiliza-se de martelo demolidor com massa de 6 a 10 kg, com ponteiro terminando em ponta viva.

Neste processo extirpa-se todo e qualquer material nocivo às armaduras, promovendo um corte, pelo menos 2 cm ou o diâmetro da barra, de profundidade além das mesmas, garantindo assim que toda armadura estará imersa em meio alcalino (figura 54).

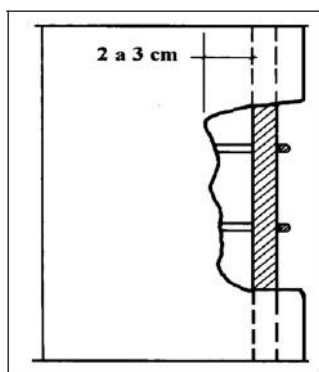


Figura 54 - Corte de concreto mostrando a profundidade de remoção. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Segundo Andrade y Perdrix (1992), “caso não haja o corte do concreto além das armaduras, limpando-se somente o lado exterior e deixando a parte posterior recoberta pelo concreto velho, isso dá início a uma pilha de corrosão eletroquímica por diferença de material”.

Ainda segundo Andrade y Perdrix (1992), “isso ocorre, pois, a parte posterior atuará como ânodo e a parte recuperada e passivada fará o papel de cátodo, desencadeando assim um processo de corrosão ainda mais rápido que originalmente”.

“Para melhor aderência do novo concreto, a superfície interna do corte deve ter suas arestas arredondadas (figura 55) e na forma de um talude de 1:3”, segundo Souza e Ripper (1998). Terminado o corte a superfície do concreto deve seguir uma sequência de limpeza, que são: jateamento de areia, seguido de jateamento de ar comprimido, terminando com jateamento de água.

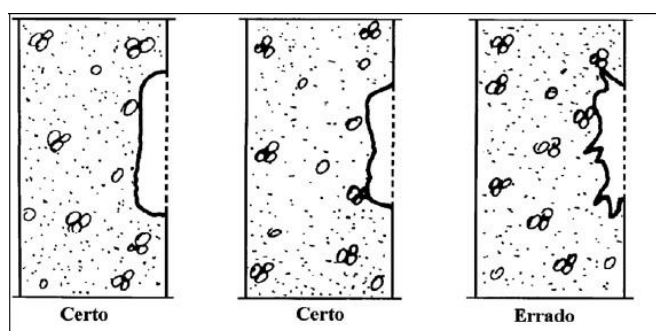


Figura 55 - Aspecto final da cavidade na intervenção de corte de concreto Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Há ocasiões em que se necessita o escoramento da estrutura onde está sendo realizado o corte, fatores esses que acabam por encarecer e demandar maior tempo de intervenção (CÁNOVAS, 1988).

A determinação da extensão longitudinal a ser cortada é empírica, ou seja, não tem uma fórmula que a determine, mas pelo bom senso e experiência. Deve-se estar atento para a remoção completa dos agentes nocivos à estrutura, ou seja, o resquício por mais imperceptível que seja de uma película oxidada promove a retomada do processo contaminante, comprometendo assim o trabalho realizado. Lembrando que a retirada em demasia de concreto é contra a segurança da estrutura e antieconômica, pois está se removendo camadas de concreto sadio.

5.2 Recuperação de danos profundos no concreto

Os danos no concreto podem ser classificados entre danos superficiais, danos semiprofundos e danos profundos. Danos superficiais são aqueles de até 2,0cm de profundidade, danos profundos são aqueles de até 5,0 cm de profundidade, e a partir deste valor são os danos considerados profundos (SOUZA e RIPPER, 1998). Já Marcelli (2007), cita que os danos superficiais são aqueles que compreendem um valor de até 2,5cm de profundidade (figura 56 e 57).

Para todos os casos de danos citados, pode-se contar hoje em dia com uma grande variedade de produtos industrializados com características diversificadas para atender a cada situação específica.

É o caso dos grautes que já vêm prontos para ser aplicados, ou compostos separados que podem ser misturados na obra, formando excelentes argamassas de restauro. É possível ainda usar aditivos químicos que, incorporados à argamassa, conferem plasticidade e boa aderência.

O importante nessas argamassas de restauro é que ela tenha alta resistência, boa aderência e principalmente que não retraia, de forma a preencher todo o vazio, obturando definitivamente o problema.

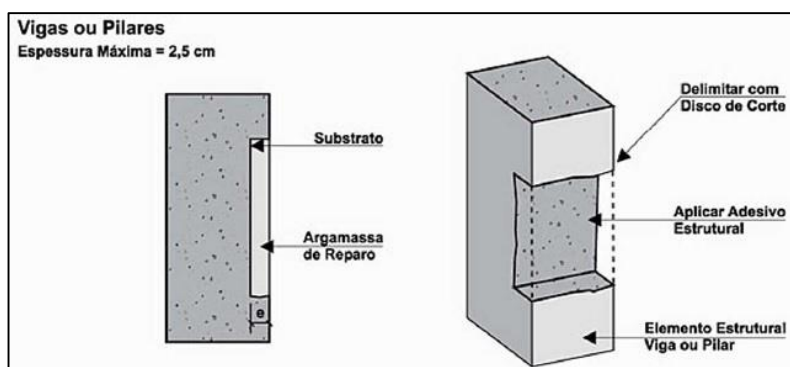


Figura 56 - Reparo superficial em viga ou pilar. Fonte: MARCELLI (2007)

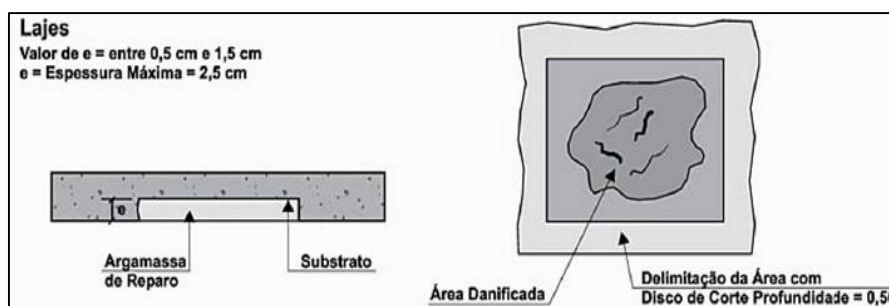


Figura 57 - Reparo superficial em laje. Fonte: MARCELLI (2007)

Após o correto tratamento da superfície do concreto, a limpeza e os reparos nas ferragens, então é possível restaurar o elemento estrutural.

5.2.1 Reparo com graute

O reparo com graute é bastante utilizado quando se precisa desformar rapidamente o local reparado para utilização da estrutura. Como o graute atinge alta resistência muito rápido, as formas podem ser retiradas depois de 24 horas de executado (SOUZA e RIPPER, 1998).

Este produto possui boa fluidez, compacidade, uniformidade e não apresenta retração e é auto adensável. A cura deve ser úmida e por 3 dias (MARCELLI, 2007).

De acordo com Tula (2002), pode-se classificar os tipos de graute em: grautes minerais (à base de cimento) e grautes poliméricos ou orgânicos (à base de resina).

5.2.1.1 Grautes minerais

Os grautes minerais, à base de cimento, podem ser classificados segundo o tamanho do agregado utilizado:

- a) Grautes injetáveis: agregado muito fino: partículas menores que 75 microns;
- b) Grautes de argamassa: agregado miúdo: máxima característica menor ou igual a 4,8 mm;
- c) Grautes de microconcreto: pedrisco ou brita 0: dimensão máxima característica menor ou igual a 9,5 mm;
- d) Grautes de concreto: com adição de até 30% de brita 1: dimensão máxima característica menor ou igual a 19 mm.

Os grautes de base mineral recebem uma classificação de acordo com a utilização preponderante. Assim, encontram-se no mercado denominações do tipo: de uso geral, de construção, de uso industrial, para injeção, de reparo, de uso submerso, para altas temperaturas, entre outras. Alguns fabricantes ainda sugerem pequenas variações à classificação descrita para ressaltar alguma característica particular de um determinado produto ou, ainda, a adição de algum elemento particular (TULA, 2002).

5.2.1.2 Grautes orgânicos

De acordo com Tula (2002), os grautes de base orgânica são materiais de características e usos mais específicos, recomendados para situações especiais em que se exige alta aderência e resistência a cargas cíclicas e dinâmicas, pois não sofrem o efeito de fadiga comum aos grautes à base de cimento.

Grautes orgânicos podem atender com folga a todas as solicitações de desempenho exigidas. O motivo pelo qual não são sempre adotados em detrimento dos cimentícios é simples: o custo das resinas, derivadas de petróleo. "Um graute de base orgânica chega a ser até 20 vezes mais caro que um de base cimentícia", explica Granato (2002). Enquanto um graute mineral de alto desempenho custa para o construtor cerca de R\$ 0,80/kg, o quilo do graute resinado chega a custar R\$ 16,00.

Por isso que a adoção do graute resinado se dá principalmente em situações que exigem elevada resistência mecânica, a ataques químicos e óleos e capacidade de absorver vibrações. Ou seja, é adequado para cargas dinâmicas e cíclicas comuns em termoelétricas e gráficas, por exemplo, além de grauteamento de túneis, de cabos de protensão, grauteamentos geotécnicos e em alvenarias, dentre outros.

5.2.2 Reparo com concreto convencional

É uma solução de baixo custo, quando o reparo com concreto projetado não é aconselhável. Por motivos de necessidade de grandes volumes, o reparo com grautes e argamassas poliméricas resultariam em custos elevados para a obra.

Este método exige a execução de formas e alto conhecimento da tecnologia do concreto, para que sejam feitas dosagens adequadas e que garanta um baixo valor do fator água/cimento. Deve-se observar que na execução desta técnica, deve ser feito a concretagem um nível acima do reparo, como indicado na figura 58. Isto serve para garantir o total preenchimento do local a ser reparado. Chama-se "cachimbo" a abertura por onde o concreto passará (SOUZA e RIPPER, 1998), no caso de pilares. Para as vigas, o dispositivo que se assemelha ao cachimbo é o de "pressão, indicado na figura 59.

Após a retirada da forma, deve ser feito a regularização da superfície através de ponteiros e talhadeiras, como indicado na figura 60.

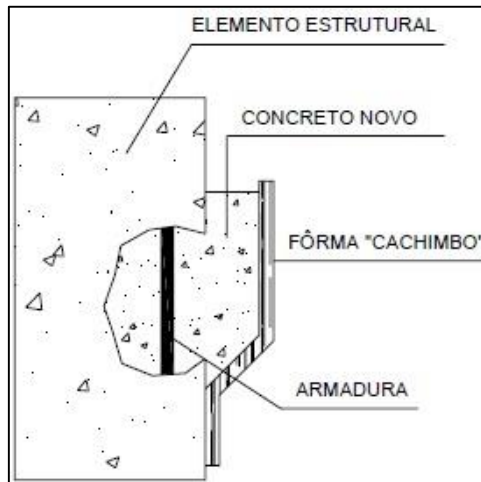


Figura 58 - Detalhe da forma tipo "cachimbo". Fonte: RIGAZZO (2003)

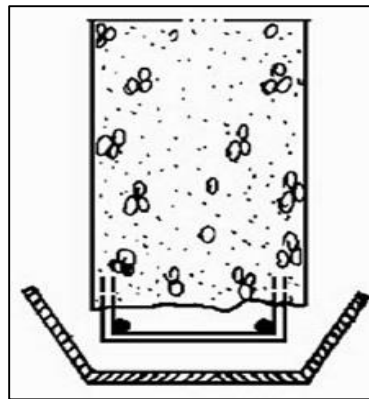


Figura 59 - Detalhe da forma tipo "pressão". Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

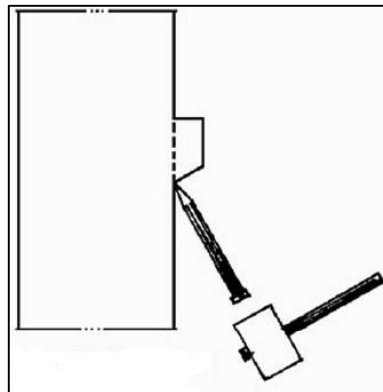


Figura 60 - Remoção do concreto excedente. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Deve-se lembrar que o fator principal de uma boa recuperação, utilizando o concreto como material reparador, é garantir a sua cura, devendo-se manter a superfície constantemente úmida durante 7 dias (GRANATO, 2002).

5.2.3 Reparo com concreto projetado

A NBR 14026, diferencia concreto projetado de argamassa projetada. Concreto projetado é “Concreto com dimensão máxima característica do agregado maior ou igual a 9,5mm, transportado através de uma tubulação, projetado sob pressão sobre uma superfície, com compactação simultânea”. Portanto, a argamassa projetada é quando a dimensão máxima característica do agregado é inferior a 9,5mm.

Esta técnica de reparo com concreto projetado consiste em se conduzir concreto ou argamassa sob pressão contínua, através de uma mangueira ou mangote, projetando-o em alta velocidade sobre a base (figura 61), ou seja, acima de 120 m/s (SOUZA e RIPPER, 1998). A força do jato comprime o material, sem necessidade de vibradores, deixando-o bem aderido à superfície projetada, podendo o local a ser reparado estar em qualquer posição (horizontal, vertical ou inclinada).

O método é uma alternativa ao uso de concreto convencional, e pode ser de bom uso quando se trata de grandes áreas de reparo. Uma das grandes vantagens do concreto projetado é a não-necessidade do preparo de formas. Entretanto, seu alto custo e a grande perda de material no processo (por reflexão) faz com que este não valha a pena para pequenas áreas.



Figura 61 - Execução da projeção de concreto. Fonte: AGUIAR (2011)

Existem dois métodos de emprego do concreto projetado: via seca e via úmida.

O processo por via seca, a norma NBR 14026 caracteriza como “processo no qual somente os agregados podem se apresentar úmidos e a maior parte da água é adicionada no mangote ou no bico de projeção”. Ou seja, a mistura dos agregados e do cimento é feita à seco, e posteriormente no bico projetor é adicionado água pelo operador através de uma abertura.

O processo por via úmida, a norma NBR 14026 caracteriza como “Processo no qual todos os ingredientes, incluindo a água, são misturados antes de serem introduzidos no equipamento de projeção”. Ou seja, a mistura de água, cimento, agregados e aditivos se dá na própria câmara. Por esse processo fica mais fácil o controle da quantidade de água na mistura, não dependendo da habilidade técnica do operador no caso da via seca.

Independente do processo a ser utilizado, é fundamental a limpeza total da superfície. Esta não pode conter nenhuma irregularidade que possa comprometer a aderência do material a ser projetado.

Corretamente aplicado, o concreto projetado é um material estruturalmente adequado e durável, capaz de excelente aderência com outro concreto, aço, alvenaria e outros materiais. Entretanto, estas propriedades favoráveis dependem de um correto planejamento, supervisão constante, operador habilitado e atenção contínua durante sua aplicação (AZEVEDO, 2011).

Bezerra (1998) diz que “não se deve projetar grandes espessuras de uma única vez, e sim, é recomendado “varrer” a superfície, aumentando-se progressivamente a espessura da concretagem”. Souza e Ripper (1998) cita ainda que esta espessura deve ser de no máximo 50mm.

Souza e Ripper (1998) explica que parte do concretado projetado sofre reflexão quando em contato com a superfície a ser reparada, como já citado anteriormente. A tabela 16 mostra a relação da reflexão do material em função do tipo de superfície projetada.

Tabela 16 – Perdas típicas de material em serviços de concreto projetado. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Superfície	pisos	paredes	tetos
% de material ricocheteado	5 a 15	15 a 30	25 a 50

No início da execução do concreto projetado é ainda maior, diminuindo assim que o concreto for aderindo à base. Não se deve em hipótese alguma reutilizar o material que refletiu em outro jateamento. Há riscos de alteração na granulometria, incidência de impurezas e hidratação do cimento.

5.2.4 Reparo com argamassa

Esta é uma técnica que é utilizada em pequenas áreas, e em profundidades de até 5,0 cm. Esta técnica é normalmente empregada apenas para os casos em que o que está deteriorado é a camada de concreto de cobertura das armaduras, sendo, portanto, de grande importância que o interior do elemento estrutural não apresente anomalias, ou, caso as apresente, que elas sejam sanadas antes da utilização desta técnica (RELVAS, 2004).

A argamassa deve ser utilizada na regularização de lajes, para enchimento de pequenas falhas ou reconstituição de quinas quebradas dos elementos estruturais. Novamente, como todo processo de recuperação, a superfície a ser recuperada tem que estar totalmente limpa, livre de impurezas.

5.2.4.1 Argamassa de cimento e areia

Geralmente confeccionada no traço de 1:3 e com fator água/cimento de 0,45 (SHEHATA, 1998). Pode ser, ou não, aplicada em cima de um adesivo epoxídico. Não será necessário se a base estiver devidamente enrugada, a fim de garantir a aderência do novo material à base.

Antes de ser aplicada a argamassa, a superfície a ser reparada há de ter uma profundidade mínima de 2,5cm. Ou seja, se ao ser retirado a parte do concreto degradada e for constatado que a profundidade é menor que esse valor, deve-se proceder com o corte do elemento até que a profundidade seja alcançada, conforme demonstrado na figura 62.

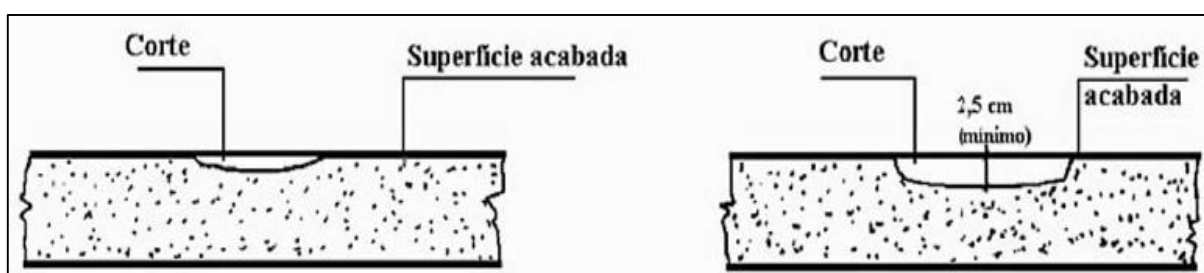


Figura 62 - Preparo de superfície para argamassa. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

A cura, segundo Relvas (2004), dura de 1 a 3 dias, dependendo das condições climáticas em que a superfície se situa. E não deve ser feito mais do que 1,0cm de camada por vez. Ou seja, apenas deve-se proceder à próxima camada quando a anterior já estiver curada e resistente, a fim de minimizar os efeitos da retração.

5.2.4.2 Argamassa tipo “farofa”

Segundo Bezerra (1998), argamassa farofa é aquela que “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”.

Esta argamassa é utilizada para preencher cavidades maiores que 25cm, e também deve-se atentar para o preenchimento de uma camada de 1,0 cm por vez, e compactadas através de soquete de madeira.

É importante observar se não surgem fissuras de retração nesta argamassa. Para que isso não ocorra, Bezerra (1998) indica o uso de aditivos expansivos e promover a cura por 5 dias.

5.2.4.3 Argamassa com polímeros

A adição de polímeros à argamassa de cimento e areia permite a redução da quantidade de água adicionada à mistura. Deste modo, reduz a permeabilidade do material e aumenta o seu grau de aderência. Argamassas poliméricas detêm a propriedade de penetrar na porosidade do substrato e promover uma cristalização superficial. Dessa forma, os poros do concreto são preenchidos, impedindo a penetração da água.

Marcelli (2007) define argamassa polimérica: “são argamassas à base de metilmetacrilato ou epóxi e apresentam as vantagens de fácil moldagem, apesar de necessitar de forma, têm boa aderência e resultado estético satisfatório. No entanto, requerem mão-de-obra especializada e geralmente são caras”.

Uma das principais características da argamassa polimérica é que, ao contrário das argamassas convencionais, que são comercializadas em pó, a argamassa polimérica é comercializada em estado pastoso e pronto (massa) para a utilização, sem necessitar a adição de água ou aditivos no momento da aplicação.

Atualmente é utilizada na sua grande maioria argamassa industrializada, adicionada principalmente de adesivo acrílico, pois este pode ser utilizado em ambiente externo. Há também argamassas com polímeros PVA, que são pouco utilizados devido a sua restrição de uso em ambiente externo (AGUIAR, 2011).

5.2.4.4 Argamassa epoxídica

Argamassa epoxídica, como o próprio nome diz, é a argamassa em que o aglomerante é uma resina epoxídica. Essa argamassa tem como principal característica uma elevada resistência mecânica e química.

Souza e Ripper (1998) caracteriza argamassa epoxídica: “apresentam excepcional aderência ao aço e ao concreto, são recomendadas para recuperar superfícies de concreto de vertedouros, canais, bordas de juntas de dilatação de estruturas de concreto, pistas e rodovias de concreto de CP e elementos estruturais expostos a agentes agressivos, além de também serem apropriadas para todos os casos de reparos nos quais haja a necessidade de liberação da estrutura poucas horas após a execução do serviço”.

Segundo Johnson (1973), quando se trata de recuperar seções de espessura fina ou quando se deve pôr em serviço a obra antes que a argamassa ou o concreto normal tenha tempo de endurecer, deve-se utilizar uma argamassa tendo a resina epóxi como aglomerante. Nos demais casos, é mais econômico utilizar-se outro tipo de argamassa.

Marcelli (2007) também define argamassa epoxídica: “Como o próprio nome diz, são colas à base de epóxi com alto poder de aderir o concreto velho ao novo, além de ser uma eficiente barreira de proteção contra os ataques de agentes agressivos; no entanto, requer forma e nem sempre apresenta um resultado estético satisfatório”.

Esse tipo de argamassa pode ser a epoxídica propriamente dita, quanto a convencional ou seca. A epoxídica é composta de três componentes e utilizada em superfícies pequenas, pelo seu rápido tempo de cura, sendo que sua aplicação se dá em duas etapas aplicando-se uma pintura da mistura da resina e do endurecedor e posteriormente aplica-se a argamassa pressionando-a para garantir a perfeita aderência da argamassa ao concreto.

A argamassa convencional com adesivo epóxi tem sua aplicação em superfícies grandes de reparos e semiprofundas, aplicando-se a resina sobre a superfície base, sendo que ainda deve estar fluida no momento da aplicação da argamassa.

A argamassa seca tem sua aplicação semelhante a argamassa farofa, sendo seu traço variando em 1:2,5 ou 1:3 com adição do adesivo epóxi (RELVAS, 2004).

5.2.4.5 Argamassa projetada com adesivo acelerador

Este método, devido ao alto custo da mobilização de equipamentos, só é recomendado para reparo de grandes áreas, superficiais ou semiprofundos. A aplicação é semelhante à do concreto projetado. A superfície deve ser limpa através de um jato de areia, a fim de ficar áspera. Logo antes da aplicação da argamassa, a superfície deve ser umedecida, mas deve-se atentar para não encharcar a área. Caso encharque, utilizar jato de ar para a secagem. A sequência de jateamento deve ser feita dos cantos para o centro, conforme indicação na figura 63.

Segundo Souza e Ripper (1998), a argamassa deve ser misturada a seco, com um traço cimento/areia de 1:3 até 1:4,5, e o fator água-cimento deve ficar compreendido entre 0,35 e 0,55, juntando-se o aditivo acelerador na proporção de 2% a 6% do peso de cimento.

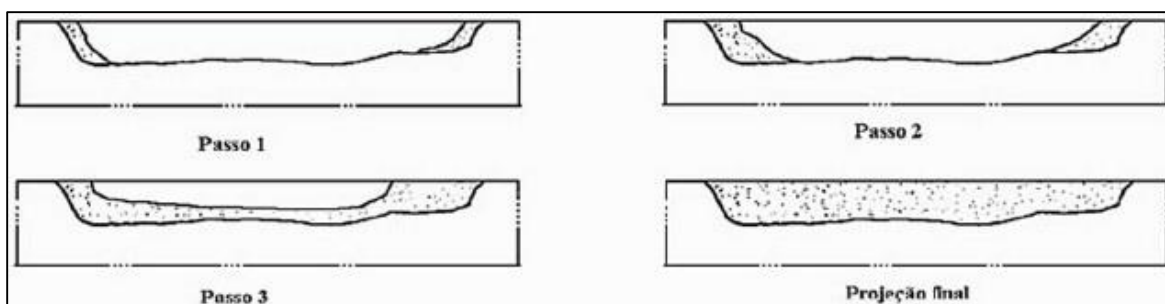


Figura 63 - Passo-a-passo do jateamento de argamassa com adesivo acelerador.
Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

5.3 Tratamento das armaduras

5.3.1 Armaduras corroídas

No processo de tratamento do aço, primeiramente, deve ser feita limpeza de toda ferrugem oxidada. Retirar óleos, graxas, e qualquer sinal de oxidação, utilizando-se da técnica de escovação manual ou por jato de areia.

No caso do tratamento de ferrugem atingida por incêndios, deverá ser feito uma análise da resistência da armadura remanescente, através de retirada de amostras para avaliação em laboratório em ensaios, como o de tração.

Após a limpeza da armadura, deve ser avaliado a necessidade de substituição de alguma parte da ferrugem afetada, ou ainda, a complementação de armadura na área afetada, devido à possível redução na seção da mesma. Um engenheiro estrutural deve ser consultado (MARCELLI, 2002).

A solução apresentada por THOMAZ (2003) no caso descrito no item 3.8.2 seria delimitar a área danificada e escarificar manualmente a região, retirando materiais soltos até atingir o concreto sadio. A partir daí, remover a corrosão das armaduras existentes, e limpar a superfície através do jateamento com água sob pressão. Aplicar um adesivo à base mineral para criar a “ponte de aderência” que posteriormente receberá a argamassa de restauração à base de cimento.

Nessas áreas muito agressivas, deve-se sempre manter cobrimentos com valores de 4 a 5 cm de espessura. O concreto deve ter um alto teor de cimento e ser bem adensado, a fim de reduzir a permeabilidade do mesmo.

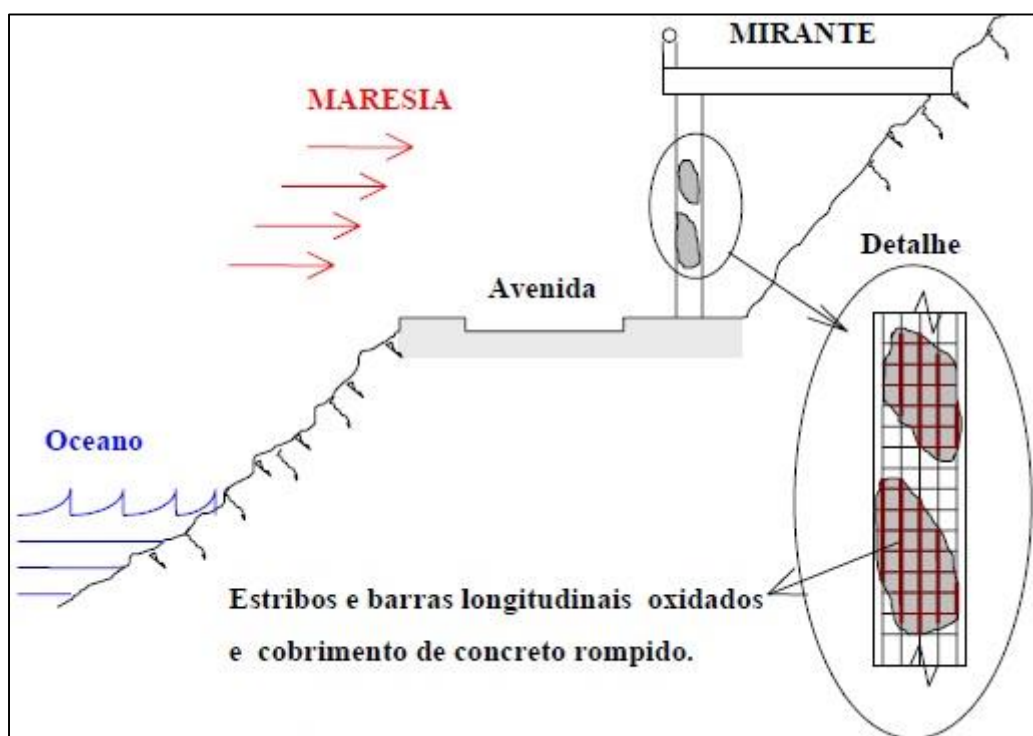


Figura 64 - Exemplo de situação onde há corrosão da armadura. Fonte: THOMAZ (2003)

5.3.2 Reforço das armaduras

A necessidade de reforço das armaduras se dá quando se quer retomar a estrutura à sua capacidade de carga inicial. Também quando há algum erro de projeto ou de execução da estrutura, se faz necessário o reforço.

Há também outros casos. Quando se muda o tipo da utilização da estrutura, ou seja, quando se quer aumentar a capacidade de carga da mesma. Ou ainda, quando se deseja mudar uma peça estrutural de lugar, devido a questões arquitetônicas.

A figura 65 mostra um exemplo de pilar comprometido estruturalmente, com sua armadura corroída. Na Figura 66, estão caracterizadas algumas configurações de reforço por meio de adição de armadura e concreto, como nela se observa, o reforço pode ser realizado tanto nas quatro faces, quanto em três, duas ou apenas em uma das faces, fator esse que é condicionado pelo acesso que se tem para executá-lo.



Figura 65 - Exemplo de pilar com armadura corroída. Fonte: GRANATO (2002)

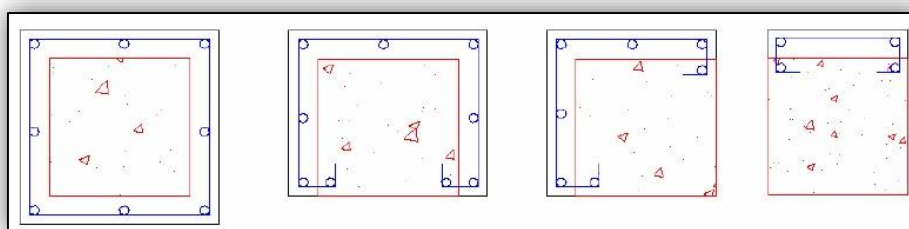


Figura 66 - Configurações de reforço com adição de armadura e concreto em pilares. Fonte: TAKEUTI (1999)

Segundo Souza e Ripper (1998), deve-se considerar a complementação de armadura quando a parte que estiver corroída atingir 15% do total da seção original. Deverá sempre levar em consideração para o conjunto como um todo, ou seja, as áreas totais de armadura, e não apenas barras isoladas.

Na figura 67 é mostrado um exemplo de adição de barras para complementar armadura corroída de uma viga. Ao final do processo, a somatória da área das seções corroídas remanescentes com as novas barras deve ser igual à área da seção original total. Helene (1992) reforça o fato de que, caso haja necessidade de emendas por solda, que esta seja à base de eletrodos, e que se controle o tempo e a temperatura com a finalidade de não haja alteração na estrutura do aço.

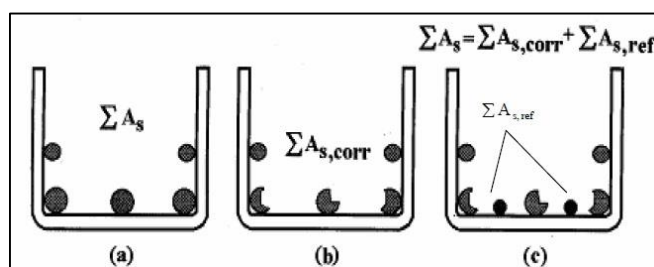


Figura 67 - Adição de barras em viga corroída. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Souza e Ripper (1998) faz uma colocação que deve ser levado em consideração. Apesar dessa regra dos 15% ser bastante utilizada para vigas de flexão, deve-se atentar para quando tratar-se de armaduras de lajes e pilares.

No caso das lajes, onde a análise costuma ser feita por faixas de um metro de largura, para atender a regra dos 15% poderá implicar que se admita a perda de uma barra inteira, o que pode ser bastante perigoso para a integridade localizada da estrutura.

No caso dos pilares, deve-se tomar cuidado para que a adição de novas barras não cause uma excentricidade reativa na peça. Souza e Ripper (1998) diz que “será necessário julgar, criteriosamente, o que será mais conveniente: não colocar barra; adicionar uma; ou, ao invés disto, adicionar duas ou quatro (números pares)”. Granato (2002) sintetiza de maneira objetiva as etapas de restauração de uma armadura:

- a) Corte do pedaço de barra danificado;
- b) Substituição deste pedaço por um complemento, através de solda ou amarrado por um arame ao pedaço sadio da barra, respeitando o transpasse, ou seja, o quanto a barra de complemento tem que se sobrepor à barra sã existente;
- c) Limpeza da superfície;
- d) Aplicação de resina epóxi, tanto nas armaduras quanto no concreto, que servirá de ponte de ligação do concreto existente com o concreto novo e

também será uma barreira impermeável que isolará as armaduras do exterior;

- e) E por último, reconstrução do elemento estrutural com diversos tipos de materiais, como concreto, argamassa convencional ou argamassa epóxi.

5.4 Emendas das ferragens

Os seguimentos de armadura que tiverem necessidade de ser trocados poderão ser feitos através de emendas entre as barras. A NBR 14931 regula os procedimentos para execução das emendas.

Segundo Souza e Ripper (1998), as emendas entre uma barra de recuperação e uma barra existente assume maior importância até do que nos casos de uma construção nova. Isso se deve ao fato de que há a necessidade de a emenda ocupar o menor espaço longitudinal possível, para evitar remoção adicional de concreto, e ainda um mínimo espaço transversal, para se ter o mínimo de obstrução para o material cimentício de complementação.

5.4.1 Emenda por transpasse

Quando a peça permitir aberturas que possibilitem a colocação de novas barras de reforço, isso poderá ser feito com emendas por transpasse. A emenda é feita pela simples justaposição longitudinal das barras num comprimento de emenda bem definido, conforme indicado na figura 68. A emenda por transpasse é mais barata, por ser de fácil execução, e faz uso da própria aderência entre o aço e o concreto.

A NBR 6118 estabelece que a emenda por transpasse só é permitida para barras de diâmetro até 32 mm. As barras a serem emendadas devem ficar próximas entre si, numa distância não superior a 4ϕ . A resistência da emenda depende do comprimento de transpasse, do diâmetro e espaçamento das barras e da resistência do concreto. O aumento do comprimento de transpasse não aumenta a resistência da emenda na mesma proporção.

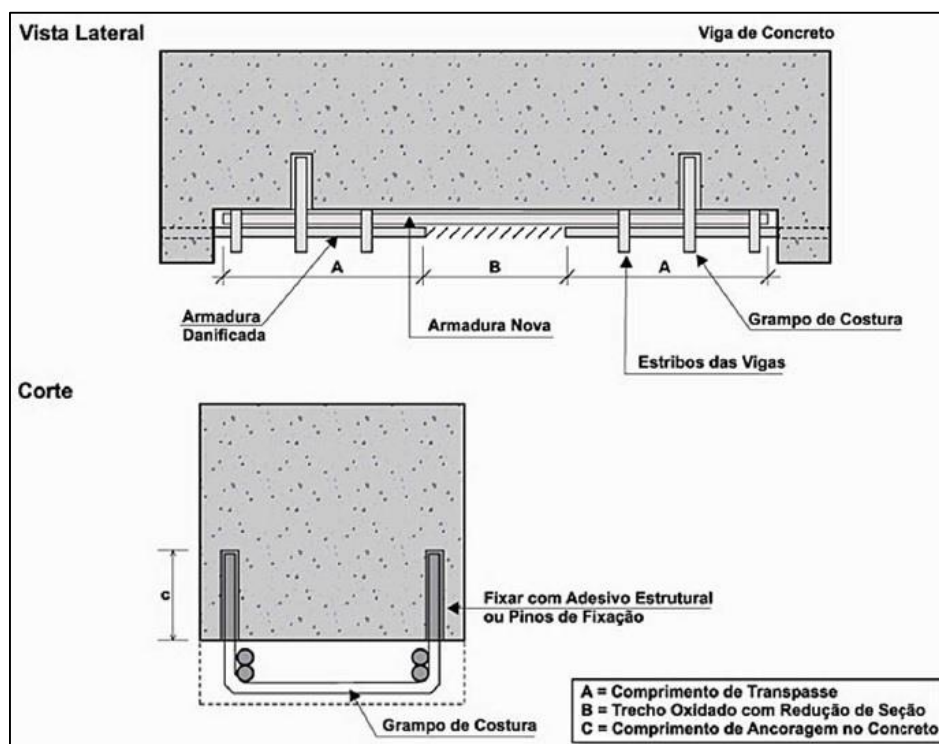


Figura 68 - Representação de emenda por transpasse. Fonte: MARCELLI (2007)

5.4.2 Emendas com luvas

Outro sistema utilizado para emendar barras é o emprego de luvas de pressão, em que as extremidades das barras são unidas através de luvas prensadas de tal forma que garantem a ligação das barras (MARCELLI, 2007).

As principais vantagens dessa solução são a redução do congestionamento da armadura e das interferências na seção, além de menor desperdício de aço. Não é necessário qualquer equipamento de solda. As luvas devem ter resistência maior que as barras (NBR 14931).

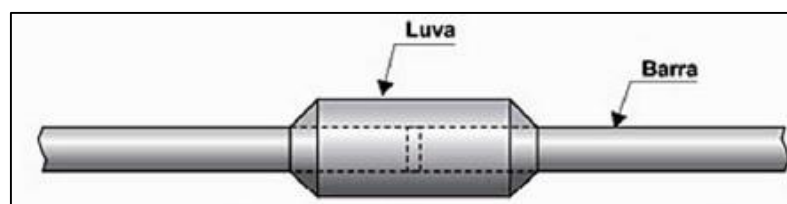


Figura 69 - Representação de emenda com luva. Fonte: MARCELLI (2007)

5.4.3 Emendas com solda

Nem sempre existirá a possibilidade de soldagem, que dependerá do tipo de aço das armaduras existentes. Se forem estruturas novas, é muito grande a probabilidade de serem aços cujas características não recomendem o recurso à solda. Se a solda for

possível, implicará que a armadura de complementação também seja do mesmo tipo (SOUZA e RIPPER, 1998).

A NBR 14931 diz que “apenas podem ser emendadas por solda barras de aço com características de soldabilidade. Para que um aço seja considerado soldável, sua composição deve obedecer aos limites estabelecidos na ABNT NBR 8965”.

A emenda por solda é a mais desejada pela aparente facilidade de execução (figura 70). No entanto, exige cuidados especiais, sendo que em situações de grande responsabilidade deve ser evitada. A grande preocupação é que o calor gerado pelo processo da solda pode alterar as propriedades da estrutura do aço, reduzindo a sua resistência, principalmente quando se tratar de aço classe B. Para diminuir os efeitos nocivos da solda, deve-se executar com muito cuidado e de forma alternada, aguardando-se que o aço esfrie entre uma passada e outra, empregando-se eletrodos apropriados.

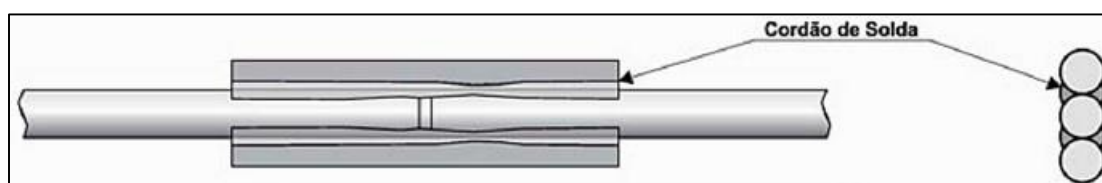


Figura 70 - Representação de emenda por solda. Fonte: MARCELLI (2007)

5.5 Adição de chapas e perfis metálicos

Esta técnica é utilizada em casos emergenciais, quando precisa-se aumentar a capacidade resistente de uma peça, sem que se altere a sua geometria. Sua execução é relativamente rápida e eficiente. Pode ser feito através de colagem ou chumbamento (figura 71).

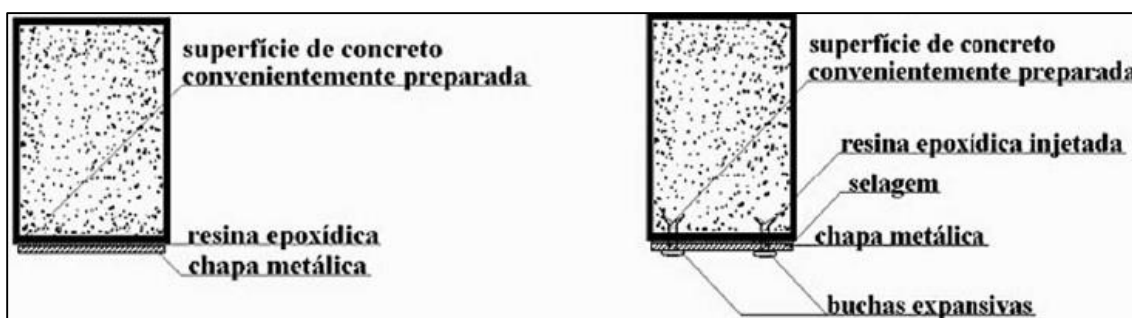


Figura 71 - Exemplos de reforço com chapa somente colada (esquerda) e também com buchas expansivas. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

A colagem de placas metálicas tem o objetivo de suportar os esforços de flexão, cortante e torsão. São coladas através de resina epóxi, no caso do método de colagem, ou

unida por chumbadores. Devem promover, nos dois casos, a união perfeita entre chapa e peça de concreto da estrutura.

No caso da colagem, alguns autores, como VAN GEMMERT (1987), são da opinião de que devem ser usados apenas adesivos epoxídicos. Já o boletim da CEB nº 162 diz que tanto os adesivos de epóxi quanto os de poliésteres conduzem a resultados seguros.

A espessura da cola deve ser da ordem de milímetros, e as superfícies metálicas que não fiquem em contato com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva, aplicada sobre uma demão de primário epoxídico em pó de zinco (SOUZA e RIPPER, 1998).



Figura 72 - Reforço por adição de chapas. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Segundo Cánovas (1998), os defeitos mais comuns com relação às falhas de aderência ocorrem por efeito de esforço cortante superficial na união aço x adesivo e por tensão de tração na união adesivo x concreto. O adesivo deve possuir módulo de elasticidade transversal menor nos apoios de vigas para combater o efeito de esforço cortante e resistência à tração por aderência maior que 1,5MPa no meio do vão, onde os esforços de flexo-tração são maiores.

O CEB nº 162 cita algumas recomendações baseadas nos estudos já feitos sobre a técnica de colagem, a fim de garantir sua eficiência:

- a) Perfeita aderência entre chapa, resina e concreto, com tratamentos superficiais especiais para o concreto e a chapa de aço;
- b) Espessura da camada de cola não deve exceder 1,5mm;

- c) Espessura da chapa não deve ultrapassar 3mm, a não ser que sejam utilizados dispositivos especiais de ancoragem nas extremidades da chapa, como chumbadores de expansão;
- d) Manter uma pressão leve e uniforme de colagem das chapas de aço contra o concreto, por tempo que depende do tipo de adesivo e temperatura ambiente;
- e) Proteção da região reforçada contra mudanças de temperatura e, em especial, ao fogo.

Segundo Freitas (1997), para o caso de reforço ao cisalhamento, deve-se prever o uso de chumbadores, pelo menos nas extremidades da chapa, pois há grandes tendência de deslocamento nesta região devido à concentração de tensões.

Já no caso de reforço à flexão, de acordo com Shehata (1998), recomenda-se que a largura da chapa seja ligeiramente inferior à largura da viga, cobrindo-se as extremidades com adesivo para evitar a penetração de água.

Ainda segundo Shehata (1998), as principais desvantagens desta técnica de reforço por adição de chapas metálicas, são:

- a) Impossibilidade de detectar a corrosão na face oculta da chapa ou visualizar fissuras na região sob a chapa colada;
- b) Tendência de deslocamento dos bordos da chapa devido à concentração de tensões;
- c) Baixa resistência da chapa ao fogo, necessitando de proteção por meio de um revestimento isolante.

Para reforço de pilares utilizam-se geralmente perfis metálico tipo cantoneira, mas também se podem utilizar perfis tipo “U”, menos frequentes por exigir maior peso em aço.

Quando utilizados perfis tipo cantoneiras (Figura 73), estes devem ser colocados nos quatro cantos do pilar e unidos lateralmente entre si por meio de presilhas soldadas e a parte superior do pilar nesse tipo de reforço é terminada com um capitel metálico e a parte inferior com uma base metálica (RIGAZZO, 2003).

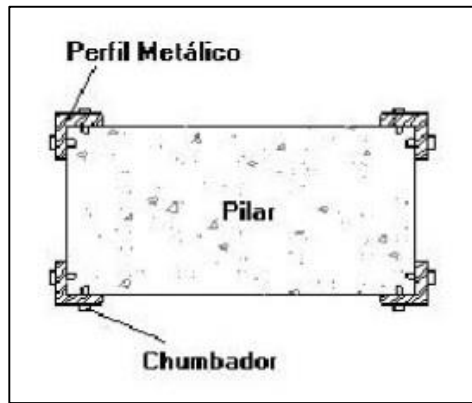


Figura 73 - Reforço utilizando cantoneiras metálicas. Fonte: RIGAZZO (2003)

Por fim, Relvas (2004) sintetiza as etapas de execução de adição de reforço por chapas metálicas:

- a) Verificação da necessidade de se escorar a peça a ser reforçada;
- b) Promover rugosidade leve no concreto, com lixa e posterior lavagem do local para remoção de poeira;
- c) Furação prévia, marcando os pontos para a posterior fixação dos chumbadores;
- d) Quando necessário regularizar a superfície, pela aplicação manual de uma argamassa fina, não retrátil, pouco espessa e muito resistente;
- e) As chapas deverão ser metalizadas, galvanizadas ou pintadas para proteção contra a corrosão;
- f) Limpeza da chapa para a remoção de poeira, a fim de garantir a aderência da resina à chapa;
- g) Injeção com resina de viscosidade e tempo de manuseio da resina controlados;
- h) O aperto dos chumbadores deverá ser dado antes e confirmado depois da injeção da resina;
- i) Garantir a proteção contra o fogo, por pintura ou por aplicação de um revestimento em argamassa compacta.

5.6 Reforço de pilares por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho (CAD)

No Brasil não há normatização a respeito do CAD. IBRACON (2005) define CAD como aquele concreto que possui resistência à compressão maior que 50 Mpa.

Este sistema de reforço para pilares é muito empregado, devido às suas vantagens econômicas e rapidez na execução. Todavia, possui, dentre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais, previstas no projeto. Outra desvantagem verificada, refere-se ao tempo de espera necessário para que o reforço atinja a idade e a resistência convenientes, o que pode retardar a liberação de ações na parte estrutural reforçada (TAKEUTI, 1999). Castro (2004) explica o método de reforço de pilares através do CAD:

- a) Primeiramente, deve-se aliviar a carga do pilar existente, e então toda a superfície deve ser apicoada para remoção da nata de cimento e da camada de concreto superficial. O objetivo é obter uma base que facilite a aderência entre o material remanescente e o de recomposição;
- b) A seguir é aplicada uma armadura de reforço. Em especial nos casos em que envolve o pilar, não é necessário utilizar ponte adesiva. Isso porque a retração do novo concreto proporcionará tensão suficiente para obtenção de aderência mecânica. Antes de inserir as fôrmas e iniciar a concretagem, recomenda-se lavar toda a superfície do pilar com jato de água para a retirada de pó e saturação da peça;
- c) Quando existir tendência de punção, o aconselhável é a execução de um capitel em torno do pilar e/ou alargamento de base sob ou sobre a laje;
- d) Lançar o concreto por meio de um tubo de PVC de aproximadamente 100 mm de diâmetro, em camadas de 0,50 m, e fazer o adensamento por vibração. Após a retirada das fôrmas, e depois que o concreto estiver curado, pode-se aliviar os macacos, para, enfim, usar o pilar reforçado em carga plena.

5.7 Reforço de pilares com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC)

A adição de compósitos de polímeros armados com fibra de carbono é uma moderna alternativa para a técnica de reforço com chapa de aço. Esta técnica tem sido utilizada em larga escala nas indústrias naval, aeronáutica, aeroespacial e automobilística, por ser um sistema muito resistente e de fácil aplicação e não traz à estrutura problemas de corrosão, típico das armaduras.

A técnica se desenvolveu no Japão, quando houve a necessidade de se pesquisar novas formas de reforço estrutural, principalmente porque a região é bastante afetada por abalos sísmicos.

A tecnologia é largamente usada no reforço de pilares, pois as folhas flexíveis de fibra de carbono se moldam perfeitamente à sua superfície lateral, e proporcionam aumento considerável da ductilidade e conseqüente aumento da resistência dos elementos estruturais. Não há, praticamente, aumento de carga permanente da estrutura após o reforço.

Apesar de também poder ser empregada em vigas e lajes, deve-se tomar muito cuidado no que diz respeito ao desenvolvimento dos detalhes a serem observados no sistema de amarração do compósito, bem como na análise detalhada das tensões de deslizamento na interface entre o compósito e o concreto.

De acordo com Zipper e Scherer (1999), as fibras de carbono se destacam perante as demais fibras, pois possui:

- a) Grande resistência à corrosão e outros tipos de ataques químicos;
- b) Ótimo comportamento quanto à fadiga sob atuação de cargas cíclicas;
- c) Leveza e alta rigidez;
- d) Estabilidade térmica e reológica.

O desempenho do reforço com adição de compósitos colados à superfície do concreto depende da preparação desta superfície para garantir a aderência. A superfície do concreto deve estar preparada antes de receber o compósito. Deve-se retirar uma camada de cobrimento e depois limpar o concreto livrando-o de todo o pó, para garantir a aderência do adesivo a esta superfície. Quando o compósito for na forma de lâmina, esta também deve ser limpa e só então é aplicado o adesivo na superfície do concreto e na lâmina. Em geral, são necessários 7 dias para a cura do adesivo (ZIPPER e SCHERER, 1999).

Segundo Souza e Ripper (1998), a resina a utilizar na colagem deverá ter resistência e dureza adequadas para a transferência do esforço de corte entre a folha e o concreto, devendo ser, por outro lado, suficientemente elástica para prevenir a ruptura frágil nesta interface. É fundamental que a quantidade de resina seja a estritamente

necessária à colagem, para que não haja alteração das características do compósito (quanto mais resina, maior o peso e menor a resistência).

Ao contrário da superfície áspera, condição ideal para realização de reparos com concreto e argamassa, neste sistema deseja-se uma superfície lisa, obtida por meio de esmerilhadeira, procurando somente remover a fina camada de nata de cimento que se forma na superfície das estruturas de concreto e a remoção de sujeiras, para que haja a perfeita aderência da camada de concreto da interface.

Na fase de limpeza da superfície, os cantos vivos de pilares quadrados devem ser arredondados com auxílio da esmerilhadeira de forma a apresentarem um raio de curvatura mínima da ordem de 30 mm (SOUZA e RIPPER, 1998).

Após a fase de preparação da superfície, pode-se iniciar a aplicação do primário esperando aproximadamente uma hora para a aplicação das demais camadas, nessa ordem: resina de colagem, folha flexível de fibras de carbono e a camada final de resina de revestimento das fibras, observando a retirada cuidadosa do excesso de resina.

A figura 74 representa uma esquematização do processo de execução do PRFC.

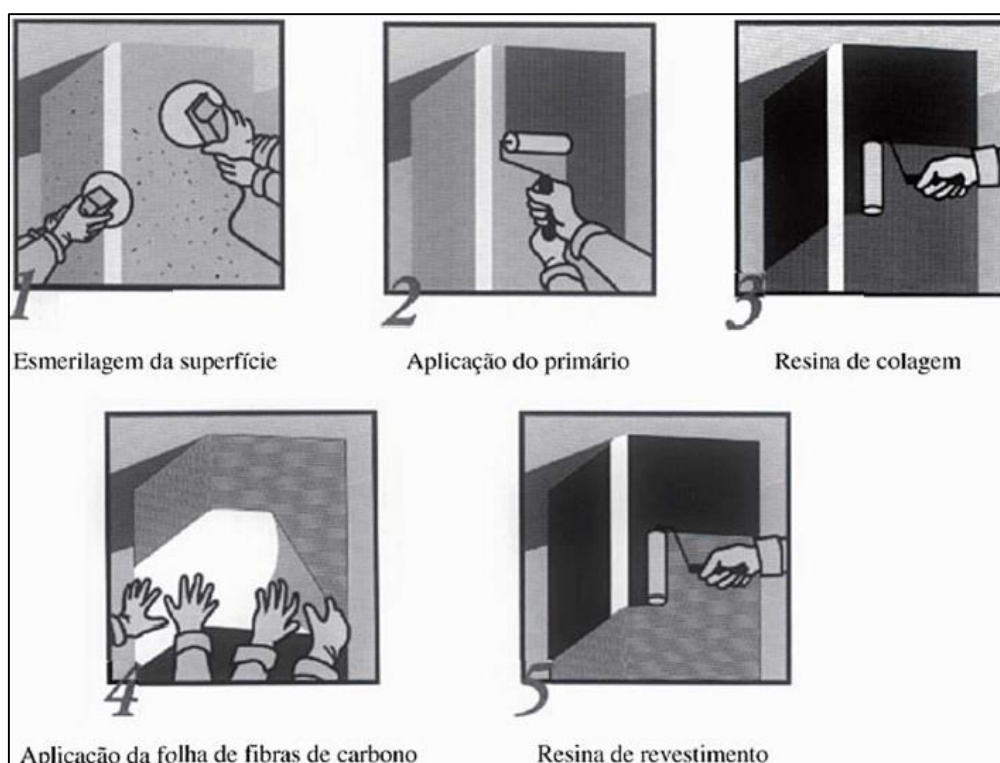


Figura 74 - Sistema de aplicação das folhas de PRFC. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

Os ensaios até hoje disponíveis asseguram um bom funcionamento do sistema até um total de dez camadas, sendo recomendável, no entanto, que, sempre que este número for superior a seis, sejam realizados ensaios específicos de desempenho. Pretendendo garantir-se a distribuição transversal do reforço, as diferentes camadas poderão ser dispostas ortogonalmente entre si (SOUZA e RIPPER, 1998).

Para acabamento final da superfície, pode ser utilizado revestimento de alto desempenho que confira ao sistema melhor comportamento na resistência ao fogo.

As Figuras 75, 76 e 77 mostram um exemplo prático da sequência de execução de fibras de carbono.

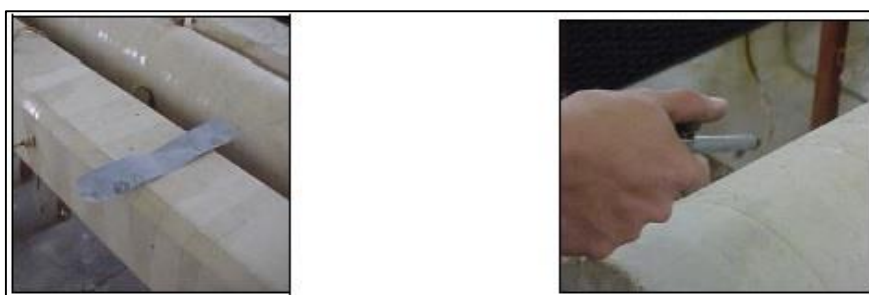


Figura 75 - Remoção de sujeira por lixamento (esq.) e posterior limpeza com jato de ar comprimido (dir.). Fonte: RIGAZZO (2003)

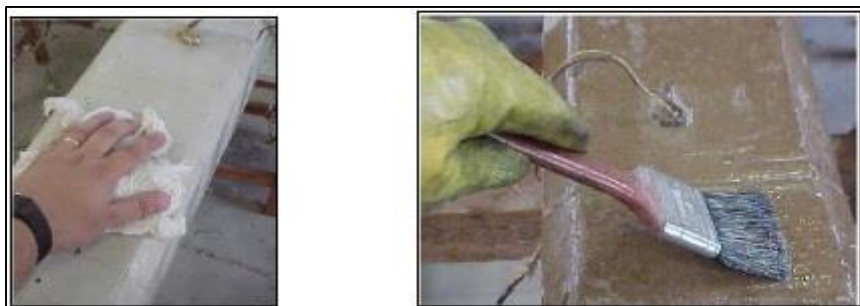


Figura 76 - Limpeza com estopa umedecida (esq.) e aplicação da resina primária (dir.). Fonte: RIGAZZO (2003)



Figura 77 - Aplicação da manta e da resina de colagem (esq.) e por final aplicação de resina saturante (dir.). Fonte: RIGAZZO (2003)

5.8 Tratamento de fissuras

5.8.1 Fissuras devido à flexão

Para tratamento destas fissuras (abordadas no item 3.8.1.4), tem-se dois caminhos. No caso de redução da sobrecarga, deve-se proceder para o preenchimento das fissuras em função da agressividade do meio ambiente. Marcelli (2007) propõe o seguinte roteiro:

- a) Em ambiente interno não-agressivo: aberturas menores que 0,3mm, dispensar tratamento. Para aberturas maiores, no caso de fissuras ativas, tratar com selante, e fissuras passivas, tratar com resina epóxi;
- b) Em ambiente agressivo e úmido: aberturas menores que 0,1mm, não é necessário tratamento. Para aberturas maiores, no caso de fissuras ativas, tratar com selante, e fissuras passivas, tratar com resina epóxi;

No caso em que for necessário manter a sobrecarga atuante sobre a estrutura, deve-se proceder para o reforço estrutural. Esse processo, como todos os demais, requer profissionais altamente especializados para fazer uma análise prévia da situação, desenvolver projetos específicos, definir os equipamentos e produtos que serão usados e finalmente realizar uma correta sequência das etapas e procedimentos que serão adotados no processo de reforço (THOMAZ, 2003).

Na figura 78, Marcelli (2007) aponta uma alternativa de reforço na ferragem de flexão em viga de concreto. A face inferior da viga é cortada e a armadura de reforço é colocada, fixando com adesivo no pilar de apoio. A forma é feita de modo que o preenchimento se dê de baixo para cima. É feita uma abertura na laje por onde o microconcreto ou o graute serão injetados. Neste caso, o enchimento pode ser feito com microconcreto bem dosado quando a largura permitir ou usar graute em situações mais difíceis de preenchimento.

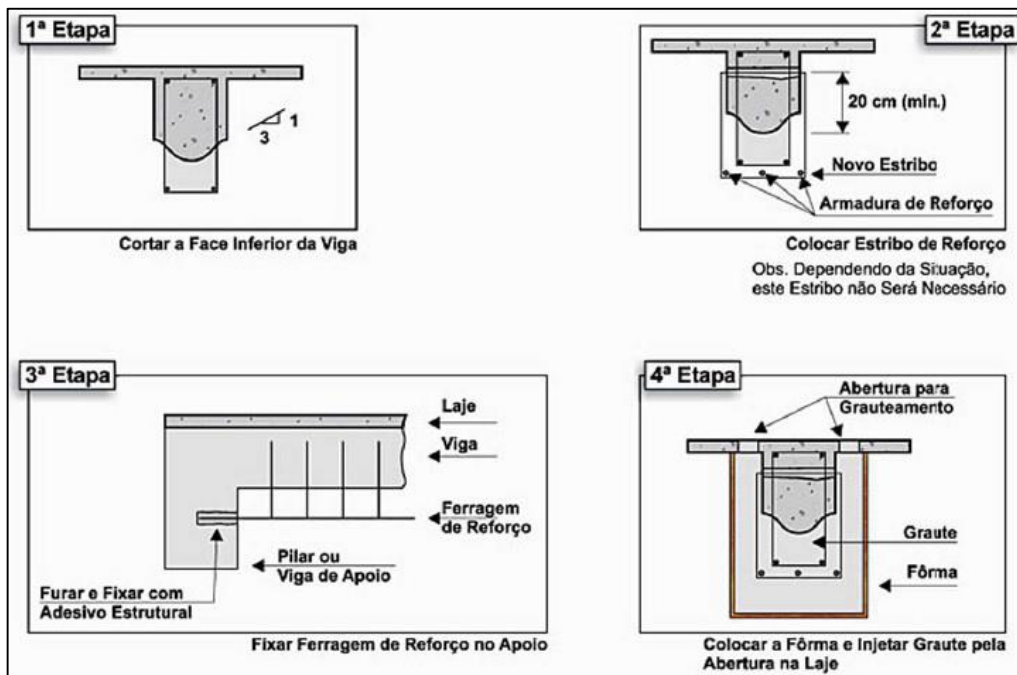


Figura 78 - Reforço em viga de concreto. Fonte: MARCELLI (2007)

Na figura 79, Marcelli (2007) apresenta outra alternativa, na qual se emprega concreto projetado. Essa opção torna-se viável quando o volume de serviço a ser executado justifica a mobilização desse tipo de equipamento, sendo uma excelente alternativa técnica, tendo em vista que o concreto projetado utiliza baixa relação água/cimento, tem alto poder de aderência e alta compacidade por ser lançado sob alta pressão.

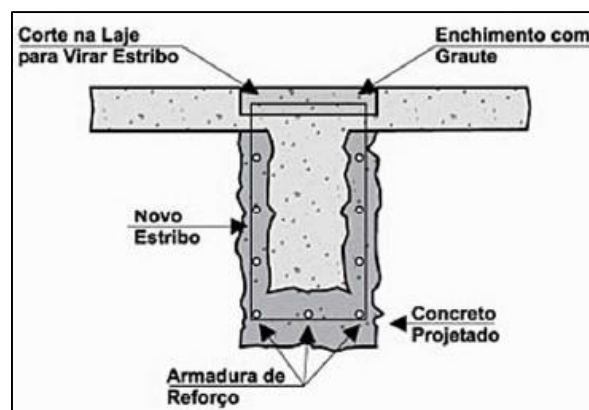


Figura 79 - Reforço em viga de concreto projetado. Fonte: MARCELLI (2007)

5.8.2 Fissuras devido à cisalhamento

Para fissuras devido à cisalhamento (citadas no item 3.8.1.5) pode-se reforçar a peça a fim de que a carga atuante permaneça inalterada, ou reduzir a sobrecarga e manter as condições atuais da estrutura. Esta última, por sua vez, vai depender das condições de

uso e das recomendações da norma brasileira. Deve-se lembrar que no caso do reforço é necessário primeiro aliviar tensões e deformações para depois se aplicar o reforço (HELENE, 1992).

5.8.3 Fissuras devido à compressão

Essas trincas (abordadas no item 3.8.1.7) podem ser evitadas através de um dimensionamento que considere corretamente a ação de todos os esforços atuantes na peça e, por sua vez, que o uso seja compatível com o carregamento previsto em projeto. No entanto, se o problema já estiver implantado, pode-se recorrer ao reforço do elemento estrutural de várias maneiras: utilizando-se a colagem de chapas de aço, ou a colocação de armadura suplementar e posterior enchimento com graute ou microconcreto (figura 80).

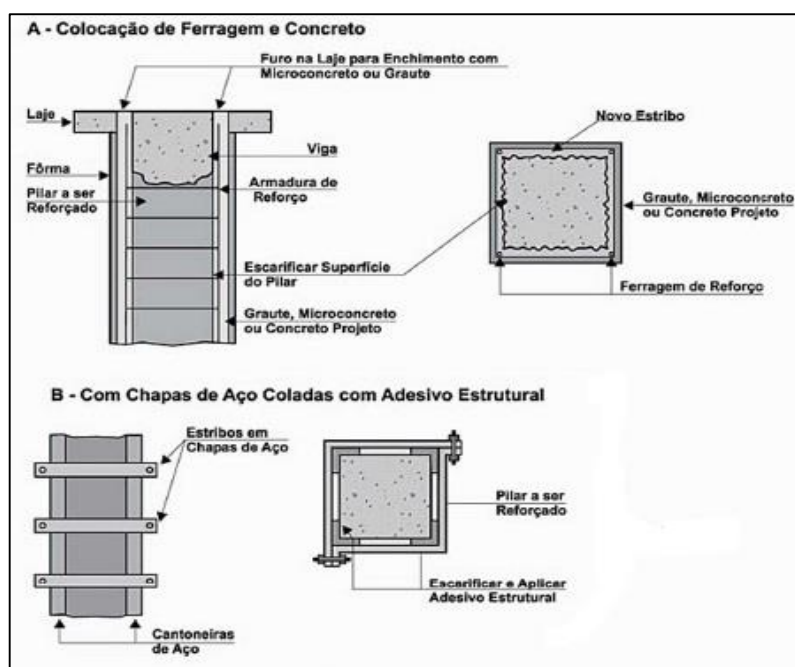


Figura 80 - Reforço de pilares. Fonte: MARCELLI (2007)

5.8.4 Fissuras devido à punção

Dependendo do tipo e das condições da estrutura, o reforço para corrigir elevadas tensões de punção (citadas no item 3.8.1.8) pode ser feito com concreto normal, microconcreto, graute, chapas metálicas coladas com epóxi ou perfis metálicos protendidos (MARCELLI, 2007).

A figura 81 mostra três possibilidades de reforço para casos de trincas causadas por punção. A primeira é por meio do grauteamento ou injeção de microconcreto. São colocadas as formas de apoio por onde cairá o material de recuperação, e a armadura de

reforço é presa na estrutura pré-existente. Após, são feitas aberturas na laje, por onde o graute irá “cair” na estrutura, por meio de um enchimento de baixo para cima. A segunda possibilidade é por meio de fixação de chapas metálicas. A superfície é escareada com adesivo estrutural e a partir daí a chapa de aço é fixada, dando à estrutura maior resistência. A terceira possibilidade é a de colocação de perfis metálicos protendidos, e depois grauteados em seu interior.

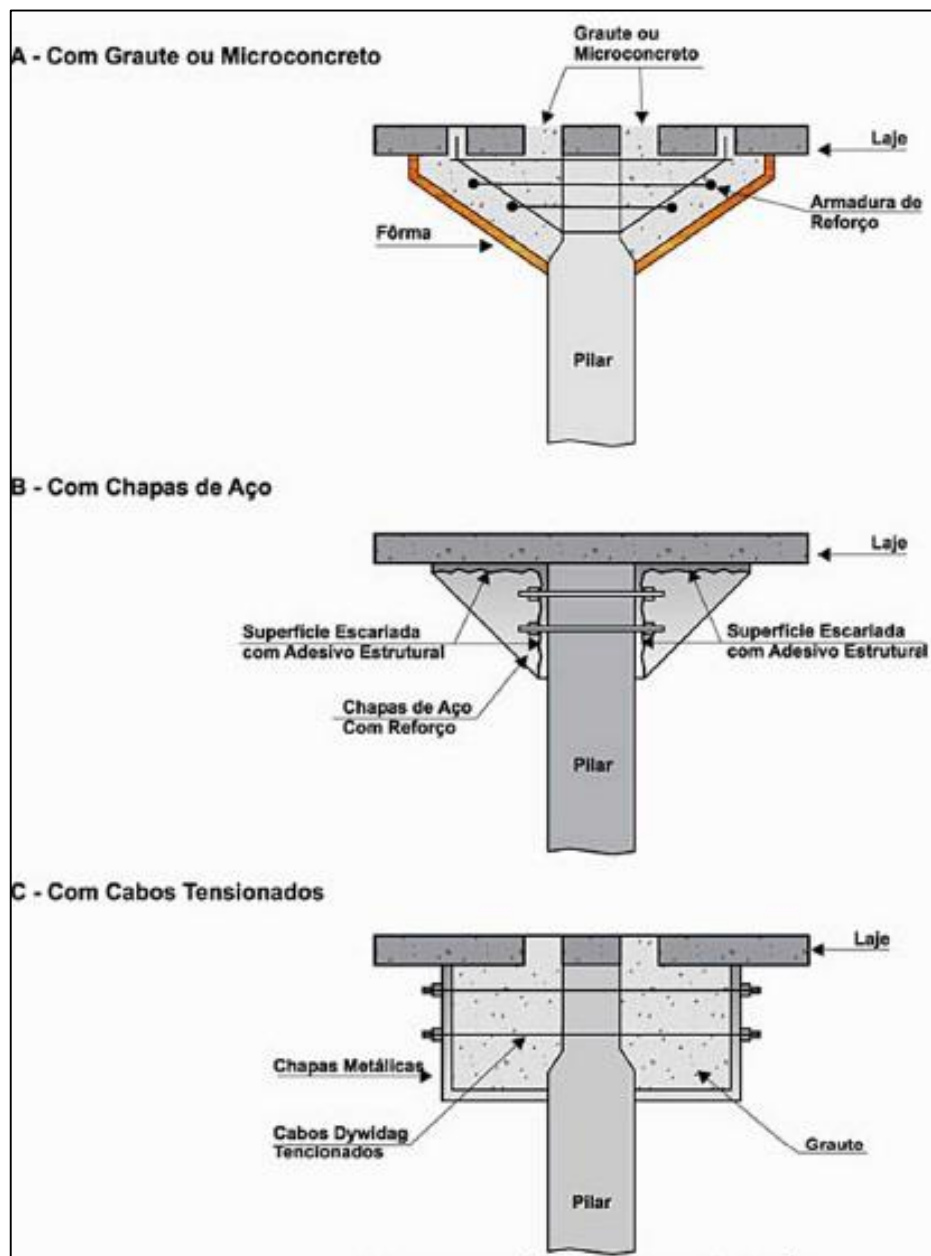


Figura 81 - Reforço para trincas de punção. Fonte: MARCELLI (2007)

5.9 Técnica de injeção fissuras

O grande objetivo de se tratar fissuras, do ponto de vista técnico, é criar barreiras para entrada de líquidos e gases nocivos à estrutura, para evitar a contaminação do concreto e armadura. Na visão estética, o tratamento das fissuras proporciona a sensação de segurança por parte dos usuários.

A NBR 6118 explica que “que as aberturas de fissuras fiquem dentro de limites que não comprometam as condições de serviço e durabilidade da estrutura”. Os limites aceitáveis foram mencionados no item 3.8.1.1.

Souza e Ripper (1998) definem injeção como “a técnica que garante o perfeito enchimento do espaço formado entre as bordas de uma fenda, independentemente de se estar injetando para restabelecer o monolitismo de lendas passivas, casos em que são usados materiais rígidos, como epóxi ou grautes, ou para a vedação de fendas ativas, que são situações mais raras, em que se estarão a injetar resinas acrílicas ou poliuretânicas”.

O sucesso desta técnica estará diretamente ligado, além da correta seleção do material a utilizar, à experiência do aplicador e à conveniente seleção da bomba de injeção, que será variável em função da pressão a ser aplicada, ou, melhor dizendo, da espessura da fissura e de sua profundidade.

Usualmente usam-se resinas epoxídicas para injeção em fissuras inativas devido as suas qualidades de ausência de retração, de sua baixa viscosidade, de suas altas capacidades resistente e aderente, do bom comportamento na presença de agentes agressivos e do seu rápido endurecimento.

Além desses fatores deve ser levando em consideração também seu módulo de elasticidade e o “pot-life” da mistura, ou seja, coeficiente de polimerização, a ser regulado em função da temperatura ambiente. O processo de injeção é descrito segundo Souza e Ripper (1998) da seguinte maneira:

- a) Abertura de furos ao longo do desenvolvimento da fissura, com diâmetro da ordem dos 10 mm e não muito profundos (30mm), obedecendo a espaçamento l que deve variar entre os 50 mm e os 300 mm, em função da abertura da fissura (tanto maior quanto mais aberta for), mas sempre respeitando um máximo de 1,5 vezes a profundidade da fissura (figura 82);

- b) Exaustiva e consciente limpeza da fenda – ou do conjunto de fissuras, se for o caso – e dos furos, com ar comprimido, por aplicação de jatos, seguida aspiração, para remoção das partículas soltas, não só as originalmente existentes (sujeiras), mas também as derivadas da operação de furação;
- c) Nos furos, são fixados tubinhos plásticos, de diâmetro um ponto inferior ao da furação, com parede pouco espessa, através dos quais será injetado o produto. A fixação é feita através do próprio adesivo que selará o intervalo da fissura entre dois furos consecutivos;
- d) A selagem é feita pela aplicação de uma cola epoxídica bicomponente, em geral aplicada à espátula ou colher de pedreiro. Ao redor dos tubos plásticos, a concentração da cola deve ser ligeiramente maior, de forma a garantir a fixação deles;
- e) Antes de se iniciar a injeção, a eficiência do sistema deve ser comprovada, o que pode ser feito pela aplicação de ar comprimido, testando então a intercomunicação entre os furos e a efetividade da selagem. Se houver obstrução de um ou mais tubos, será indício que haverá necessidade de reduzir-se o espaçamento entre eles, inserindo-se outros a meio caminho;
- f) Testado o sistema e escolhido o material, a injeção pode então iniciarse (figura 83), tubo a tubo, sempre com pressão crescente, escolhendo-se normalmente como primeiros pontos aqueles situados em cotas mais baixas.



Figura 82 - Processo de furação para colocação dos tubos de injeção. Fonte: ZAPLA (2006)



Figura 83 - Processo de injeção de fissuras. Fonte: ZAPLA (2006)

5.9 Técnica de selagem de fissuras

Essa técnica é utilizada para vedar os bordos de fissuras ativas, utilizando um material que seja necessariamente aderente, resistente mecânica e quimicamente e que seja flexível o bastante para se adaptar a deformação da fenda.

As fissuras com aberturas menores que 10 mm, seguira o mesmo método de selagem descrito na seção 5.8 (quarta etapa do processo de injeção). As fissuras com aberturas entre 10 mm e 30 mm (figura 84), deve seguir o seguinte procedimento:

- a) Abertura na região da trinca de um sulco em formato de "V", com profundidade e largura de aproximadamente 10 mm e 30 mm respectivamente, segundo THOMAZ (1989);
- b) Limpeza do sulco para remoção de resíduos de pó;
- c) Enchimento da fenda sempre na mesma direção, com graute, e selando as bordas com produto à base de epóxi.

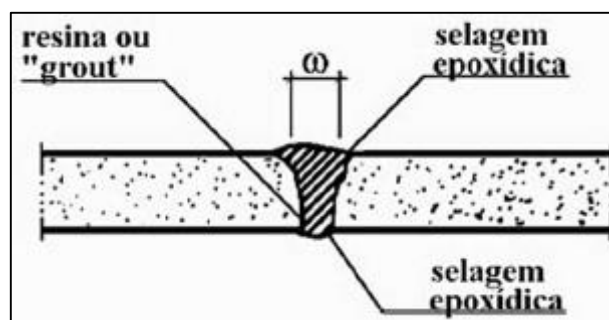


Figura 84 - Processo de injeção de fissuras. Fonte: ZAPLA (2006)

As fissuras com aberturas maiores que 30 mm devem ser tratadas como se fosse uma junta de dilatação (figura 85) e os procedimentos a serem seguidos são:

- a) Abertura de um sulco como descrito para aberturas entre 10 e 30 mm e posterior limpeza;

- b) Inserção de um cordão em poliestireno extrudado, ou de uma mangueira plástica, que terá como função além de um limitador da quantidade de selante a ser utilizado impedirá que o mastique venha a aderir ao fundo da fissura, o que comprometeria não só a durabilidade, mas o seu próprio trabalho.



Figura 85 – Fissura selada. Fonte: PiniWeb (2008)

Quando se tem abertura muito grande também se pode proceder à colocação de juntas de neoprene, que deverão aderir aos bordos da fenda, devidamente reforçados, para garantir que o reparo seja efetivo, e não venha a fracassar justamente pela perda de aderência localizada, visto que nessa região localiza-se um concreto mais fraco, não só pelo contato com as fôrmas, na concretagem, mas também pela própria energia desprendida na abertura da fenda.

Neste caso a junta de borracha neoprene especial terá função tanto do mastique quanto do cordão, que será aderida os bordos da fenda pela utilização de adesivos epoxídicos, segundo Souza e Ripper (1998).

5.10 Costura de fissuras (método do grampeamento)

Esse tipo de tratamento é utilizando como armadura adicional, para resistir aos esforços extras de tração que causaram a fissura.

Segundo Souza e Ripper (1998), “a técnica é de discutível aplicação... pois aumenta a rigidez da peça localizadamente, e se o esforço gerador da fenda continuar, com certeza produzirá uma nova fissura em região adjacente”.

Para que estes efeitos tenham sua proporção diminuída, deve-se tomar o cuidado de dispor os grampos de forma a não provocar esforços em linha, ou seja, eles devem ser colocados com inclinações diferentes (figura 86).

Antes de iniciar-se o processo, deve-se promover o descarregamento da estrutura, pois o processo em questão não deixa de ser um reforço. Feita essa observação inicia-se o processo pela colocação de grampos de aço, conforme descrito anteriormente, em furos previamente perfurados e preenchidos com adesivo apropriado.

Esses grampos atuarão como pontes entre as duas partes do concreto, divididas pela fissura e a esse processo dá-se o nome de costura das fendas.

Às vezes, todo o grampeamento é recoberto com uma camada de argamassa projetada ou não, que inclusive serve para preencher os furos de colocação dos grampos, além de ser uma camada protetora.

No caso de trabalhos em peças tracionadas as fendas devem ser costuradas nos seus dois lados.

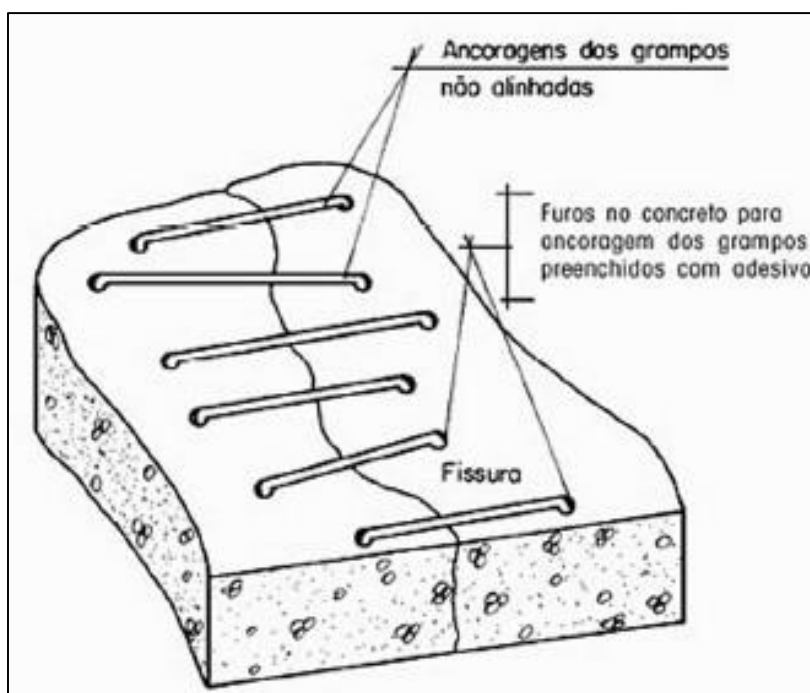


Figura 86 - Detalhe do posicionamento dos grampos. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998)

6. Estudos de caso

Objetivando estabelecer um comparativo entre obras de recuperação desenvolvidas relativamente aos tipos de patologias, técnicas de diagnósticos e técnicas e materiais utilizados na recuperação foi desenvolvida uma pesquisa bibliográfica de autores que tenham reportado casos reais de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado, foram pesquisados e avaliados cinco casos.

Neste capítulo são apresentados os resultados da pesquisa realizada constando do relato da caracterização das estruturas pesquisadas, quantitativos, descrição das patologias associadas aos tipos de causas, técnicas executivas para a recuperação e reforço, materiais aplicados e custo para a recuperação das patologias.

6.1 Caso 1

A primeira estrutura estudada é a de um prédio em concreto armado localizado em Belo Horizonte (MG). A edificação em questão é o edifício-sede da USIMINAS, inaugurado em 1980, e as patologias se manifestaram nas vigas que compõem o estacionamento na parte externa do prédio (figura 87).



Figura 87 - Viga de concreto armado deteriorada. Fonte: SANTOS (2012)

Por meio de inspeção visual, pôde-se observar a corrosão avançada da peça estrutural, com os estribos à mostra em três localidades (figura 88). Houve deslaqueamento do concreto na região da patologia. Isso se deve ao fato de que, devido à ocorrência da corrosão, as barras de aço expandiram o seu volume, fazendo com que houvesse o deslaqueamento da espessura de concreto que serve de cobrimento para as barras, e causando assim a exposição dos estribos.

Santos (2012) notou que, embora o mais comum seja as fissuras aparecerem paralelas às armaduras, neste caso ocorreu que a corrosão se deu de tal forma que o deslaqueamento ocorreu paralelamente aos estribos, pois estes foram corroídos e se expandiram de volume.

A causa mais provável desse ataque à estrutura foi a ocorrência da carbonatação. Porém, não houve a realização do ensaio de verificação da profundidade de carbonatação, como descrito no item 4.3.3. Trata-se de uma região com concentração elevada de dióxido de carbono (CO₂) devido à presença de veículos automotivos. Como o edifício localiza-se em um ambiente urbano muito longe do mar, exclui-se assim a hipótese de ataque de cloretos advindas da maresia.

Outra possível causa foi a espessura de cobrimento da armadura insuficiente. Todavia, o ensaio para determinação da posição e profundidade da armadura não foi realizado (item 4.3.8).

O mal adensamento do concreto na sua execução também não pode ser descartado, pois isto causa um alto nível de porosidade na peça estrutural, facilitando o ataque de agentes externos.



Figura 88 - Detalhe do deslaqueamento de concreto na viga. Fonte: SANTOS (2012)

Para a correção do problema, foram necessárias algumas ferramentas de trabalho como martelo, ponteira, martelete, máquina de jateamento, máquina de corte, escova, pincel e as argamassas (de preenchimento e de inibição de corrosão). A sequência executiva para o tratamento patológico ocorreu da seguinte forma:

- 1) Através do uso de um martelo, foi feita uma procura por outras áreas que estejam comprometidas, mesmo sem estar fissuradas. Analisando-se o som ao bater o martelo no concreto, pôde-se verificar a perda de aderência do concreto ao aço se o som da percussão na superfície for “cavo”;
- 2) Depois de localizadas as áreas problemáticas, procedeu-se para a escarificação mecânica, utilizando-se de um martetele. Essa escarificação normalmente se dá até 2,0cm de profundidade, até atingir o concreto sadio;
- 3) Após a escarificação, procedeu-se para o corte da região, que se encontrava em um formato irregular. O layout da superfície a ser tratada não deve ser exatamente a área de concreto degradada. O corte serve para simplificar o procedimento;
- 4) Efetuou-se nesta etapa a limpeza do aço corroído, através do jateamento das barras expostas, com jato de água sob pressão, e jateamento de ar comprimido. Após isso, procedeu-se para o escovamento das barras com uma escova feita de cerdas de aço;
- 5) Com a limpeza concluída, foi aplicado sobre a área uma argamassa polimérica inibidora de corrosão, a fim de proteger as armaduras expostas, diretamente sobre o aço através de um pincel.
- 6) Nesta etapa foi feita a emenda das barras velhas que tiveram mais de 10% de sua seção corroída, com um segmento de barra novo de mesmo diâmetro da barra original, fazendo a ancoragem apropriada no concreto desse novo pedaço;
- 7) Foi feita a molhagem do substrato nesta etapa, sem saturá-lo, para o recebimento da argamassa de preenchimento;
- 8) Depois de umedecido o substrato, o procedimento agora foi de fazer a mistura da argamassa de preenchimento. Deve-se obedecer às instruções do fabricante, utilizando o saco todo e aplicando a quantidade de água requerido, a fim de obter-se uma argamassa com a qualidade necessária. Foi feita a aplicação, e posterior acabamento do material aplicado, regularizando-o;
- 9) Deve-se lembrar que a cura do material deve sempre ser feita de modo adequado para que se evite o fenômeno da retração na superfície tratada e que não apresente novas fissuras. Recomenda-se a cura úmida, pois a cura química forma uma película, e estas podem prejudicar a aderência da argamassa reparada;

10) Depois de curada a superfície, foi aplicado com pincel a argamassa de proteção contra corrosão;

6.2 Caso 2

O segundo caso trata-se de edifício residencial localizado em Águas Claras, aproximadamente à 30 km da zona central de Brasília. Vale salientar que é uma região com crescimento urbano importante nos últimos anos e em grande desenvolvimento. A construção do edifício foi iniciada em 2009, e está em funcionamento desde 2012, porém a estrutura do subsolo já possui 5 anos.

Esse prédio possui 5 níveis de garagem, o presente estudo foi realizado na garagem localizada no 5º subsolo, caracterizada por apresentar as condições mais adversas com relação a ventilação e umidade. A patologia apresentada ocorreu em alguns pilares do subsolo. Pode-se notar pela figura 89 que houve desagregação de concreto no pilar em questão.

O ensaio mais recomendado para este caso seria o ensaio de verificação da homogeneidade por ultrassom, como descrito no item 4.3.5, porém não há registro de que este foi realizado. Este ensaio possibilitaria a detecção de outras falhas internas neste e nos outros pilares existentes, de modo que as patologias fossem resolvidas de maneira mais eficiente.



Figura 89 - Desagregação no pilar. Fonte: SABINO (2014)

As prováveis causas para esta patologia foram:

- a) Adensamento mal executado e conseqüente redução da resistência do concreto;
- b) As formas do pilar não devem ter sido limpas previamente à concretagem, resultando numa mistura não-uniforme, e com vazios, que fazem com que o concreto tenha sua resistência prejudicada;
- c) Alguma fissura aberta através do revestimento do pilar, fazendo com que agentes externos penetrassem no conjunto, corroendo a armadura interior, e expandindo seu volume.

Os procedimentos de reparo, segundo Sabino (2014), foram os seguintes:

- 1) Foi removido todo o concreto “doente” da região e posterior regularização das bordas da abertura;
- 2) Procedeu-se para o apicoamento das paredes internas da abertura;
- 3) As barras de aço foram limpas através de jateamento com água, e após, com ar comprimido, nos casos em que não houve perda da seção de armadura. Onde notou-se uma perda de seção de mais de 20%, precisou-se fazer a substituição das barras velhas por segmentos de novas, de mesmo diâmetro e tensão de escoamento;
- 4) As barras de aço foram protegidas através do uso de tinta “primer” epóxi com alto teor de zinco metálico para a proteção da armadura;
- 5) Preencheu-se a abertura com graute, que possui alta resistência e alta fluidez, por dentro das formas confeccionadas no local;
- 6) Foi feito a cura da região reparada, por 7 dias.

6.3 Caso 3

Este caso se refere a uma viga de um apartamento de cobertura que se verificou danificada durante a execução de uma reforma na unidade. O dano foi causado devido a demolição parcial de um trecho da viga invertida, com intuito de executar uma abertura para a passagem de tubulação de esgoto. Houve a ruptura das barras de aço longitudinais superiores e estribos. Esta ocorrência tem aproximadamente 20 anos (MORAIS et al. GROSSI, 2013).

Trata-se de um caso de intervenção sem que haja conhecimento da estrutura em que se deseja a realização de uma reforma. No item 3.7.4 é mencionado a utilização indevida da estrutura como uma das causas que originam patologias.

O dano ocorrido, conforme figura 90 e 91, envolveu a retirada de parte da seção de concreto da viga, em um trecho de aproximadamente 25 cm de comprimento e o corte de três estribos da armadura transversal e de cinco barras de aço da armadura principal longitudinal.



Figura 90 - Vista da seção de concreto removida da viga invertida. Fonte: MORAIS et al. GROSSI (2013)



Figura 91 - Vista das armaduras que foram cortadas para a passagem de tubulação. Fonte: MORAIS et al. GROSSI (2013)

A ocorrência afetou aproximadamente 20% da seção transversal da viga. Sendo assim, e para retornar à condição inicial de projeto, é necessário substituir as barras de aço danificadas e recompor o concreto. O tipo de concreto recomendado foi o graute que possui características de alta resistência e alta trabalhabilidade.

A recuperação e reforço da viga foram executados conforme os critérios:

- 1) Com o auxílio de ponteiros e marreta de mão, todo o concreto ao longo da viga invertida foi removido, até a obtenção das armaduras

longitudinais danificadas, expondo as barras de aço em todo o seu perímetro;

- 2) Foi feito a limpeza das barras de aço que apresentam corrosão, com o auxílio de escovas de cerdas de aço e lixa manual.
- 3) Para a proteção catódica das barras de aço limpas, foi aplicado duas demãos de pintura tinta “primer” epóxi com alto teor de zinco metálico;
- 4) Instalou-se novas barras de aço com o mesmo diâmetro e qualidade do aço existente, tanto nos estribos como nas barras longitudinais, por todo o comprimento da viga.
- 5) Os novos estribos foram executados no trecho danificado por meio de resinas epoxídicas, com profundidade de 10 cm, conforme esquematização ilustrada na figura 92.

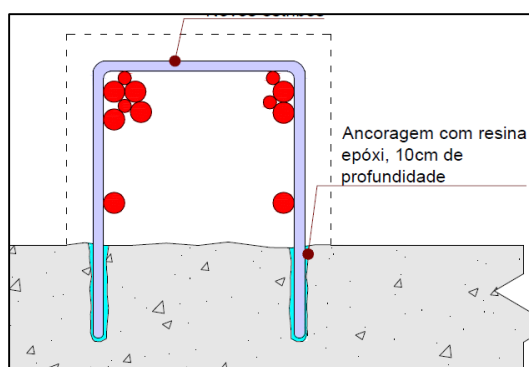


Figura 92 - Ilustração da ancoragem dos novos estribos. Fonte: MORAIS et al. GROSSI (2013)

- 6) Concluídos os trabalhos de limpeza e proteção das barras de aço originais da viga, assim como da montagem das novas barras de reforço, foi iniciado o trabalho de recomposição das faces, superior e laterais, da viga invertida. A ponte de aderência entre o concreto “velho” e “novo” foi feita com o emprego de adesivo acrílico, saturando a superfície do concreto com uma solução de resina acrílica;
- 7) Antes do lançamento do graute tomou-se cuidado de se fazer a saturação com água, por pelo menos 24 horas antes da concretagem;
- 8) Após o lançamento e preenchimento da região, procedeu-se para cura da superfície reparada por 7 dias.

6.4 Caso 4

O caso que segue, refere-se a uma corrosão generalizada do aço em estruturas de concreto armado. Vários ensaios descritos no item 4.3 poderiam ser utilizados. Neste caso, a corrosão já era tão evidente que apenas uma inspeção visual foi realizada para constatar-se a necessidade de intervenção na estrutura em questão.

A corrosão da armadura (abordado nos itens 3.8.2 e 5.3.1) aconteceu como consequência da formação de uma película de eletrólito sobre a superfície dos fios ou barras de aço, causada pela presença de umidade no concreto. Este processo causou o aumento das espessuras das barras que compõe a armadura, causando o lascamento do concreto que recobre esta área, e expôs as armaduras inseridas nas vigas de concreto.



Figura 93 - Corrosão generalizada em estrutura. Fonte: VALVERDE (2013)

Foi feito primeiramente a remoção completa de todo concreto fraco, solto, laminado ou trincado, e qualquer resquício de óleos ou graxas existentes, até o encontro da armadura sadia, utilizando as ferramentas adequadas ao tipo de serviço, deixando o substrato de forma rugosa, sólida e limpa. Também foi realizada toda a limpeza da armadura que estava com sinais de corrosão.

Após a remoção da armadura comprometida, foram feitos furos na viga para a inserção das novas barras de aço. Foram colocados nestes orifícios resina epóxi, com o intuito de aprimorar e ampliar estas ligações. As armaduras que não tiveram suas seções comprometidas em mais de 20% foram lixadas e escovadas.

O próximo passo foi proteger as armaduras através da pintura à base de epóxi rico em zinco sobre toda a armadura restaurada. Esse tempo entre a limpeza da armadura e a aplicação da tinta passivadora deve ser o menor possível.

Para o fechamento dos reparos, procedeu-se ao lançamento do graute para complemento da peça estrutural. Devido a sua alta fluidez, este procedimento requereu a execução de formas do tipo cachimbo, como ilustrado no item 5.2.2 (figura 58).

O reparo deve ser preenchido de forma contínua, quando houver a necessidade de uma possível interrupção, a mesma não poderá superar 10 minutos. Não se fez necessário o uso de vibrador nestas regiões, pois o graute tem a propriedade de ser auto adensável e autonivelante.

O preenchimento do reparo prosseguiu até o transbordamento do graute pelo “cachimbo” figura 94, tomando-se cuidado para que não decorresse mais que 20 minutos do tempo de mistura do graute até o seu lançamento.



Figura 94 - Forma tipo “cachimbo”. Fonte: VALVERDE (2013)

A retirada das formas se deu após 24 horas do preenchimento do reparo, com o auxílio de ponteiro e talhadeira, para retirada do material excedente. Foram observadas, porém, pequenas falhas no preenchimento com graute nas regiões reparadas. Foi necessário a aplicação de argamassa para correção da falha.

6.5 Caso 5

Este estudo de caso foi feito na cidade de São Paulo, numa estrutura em que se localiza o hotel Holiday Inn. Foi uma construção iniciada na década de 60, mas que teve sua execução paralisada em 1972 por motivos financeiros, e entregue ao governo como compensação para pagamento de dívidas. Depois de idas e vindas (cogitou-se vender o espaço para uma grande indústria) o esqueleto do prédio finalmente foi vendido para uma construtora paulista, que finalmente pôde finalizá-lo.

A estrutura, portanto, não recebeu nenhum tipo de material protetor ou manutenção durante quase 30 anos, ficando aparente e sujeita às intempéries (chuva, vento, poluição do ar, chuva ácida e outros). Fez-se necessário fazer uma avaliação da estrutura, antes de dar continuidade à sua construção.

Para isso, foram adotados neste caso alguns métodos para diagnosticar patologias. Foram feitas inspeções visuais da estrutura para tentar localizar manifestações patológicas, além de ensaios que foram realizados, para se verificar a resistência do concreto.

Portanto, foram extraídos corpos de prova (figura 95) de algumas vigas e levadas para laboratório para análise da resistência à compressão, conforme abordado no item 4.3.1.1. Verificou-se que o concreto possuía resistência de compressão igual ou superior à necessária.



Figura 95 - Extração de corpo-de-prova de uma viga. Fonte: MALHEIROS (2007)

Também foram feitos ensaios esclerométricos (como descrito no item 4.3.1.4) em pilares do edifício, conforme figura 96.



Figura 96 - Ensaio esclerométrico em um pilar. Fonte: MALHEIROS (2007)

A verificação da homogeneidade do concreto ocorreu através do ensaio por ultrassom (tratado no item 4.3.5). O resultado do teste mostrou-se que os concretos encontrados nos blocos de fundações eram classificados como ruins em sua maioria, fato este causado pela falta generalizada de homogeneidade do concreto e abertura de fissuras, causando o desvio e perda de propagação das ondas.

No que diz respeito às armaduras, foram encontradas principalmente nas proximidades das aberturas na laje para shafts, juntas de dilatação e fachadas, problemas de corrosão em estágios diferenciados, desde o estágio de corrosão superficial até barras rompidas pela ação intermitente da corrosão. Em diversas áreas da estrutura sendo lajes, vigas ou pilares, ficou constatada a fissuração ou até a destruição completa da camada protetora das armaduras, com a espessura do cobrimento chegando a 1,0 cm em alguns casos.

Em razão do longo período de exposição da estrutura inacabada à um ambiente bastante agressivo, fez-se necessário a limpeza das peças estruturais, procurando-se remover os poluentes impregnados. Com este elevado grau de contaminação de toda a estrutura, foi aplicado o processo limpeza com jatos de água potável.

Para a recuperação de lajes, vigas e pilares, procedeu-se com o apicoamento do concreto, que consiste na remoção da camada superficial do concreto, sendo utilizado somente nos locais onde o concreto estava danificado pela corrosão da armadura. Todas as barras corroídas foram descobertas até que fosse detectada a região do aço.

Após o apicoamento, o próximo foi a execução da limpeza da região descoberta, com escovas com cerdas de aço, e posterior aplicação de pintura anticorrosiva.

Para o preenchimento das peças estruturais, foram utilizados dois materiais: graute e argamassa polimérica.

Em locais onde a espessura final da recuperação não passou de 35 mm, foi utilizado argamassa, pois a argamassa aditivada com polímeros possui características favoráveis quanto à proteção ou permeabilidade de gases, umidade e outros agentes agressivos, sendo necessário uma espessura menor de argamassa se comparado a de um concreto convencional ou graute.

Nos locais onde a espessura de recuperação ultrapassa 35 mm foi utilizada a argamassa graute, que possui características de baixo índice de permeabilidade a gases e líquidos, não retrátil, autonivelante e excelentes propriedades mecânicas. Foram necessárias confecção de formas do tipo “cachimbo” para o lançamento do material.

Após o preenchimento das peças estruturais, foi feito a cura das superfícies, com a retirada as formas após 7 dias de executados.

6.6 Considerações Finais

Analisando os estudos de caso apresentados, pode ser visto um padrão utilizado na recuperação de estruturas, no que diz respeito às técnicas de reparo das peças estruturais.

Após o diagnóstico das patologias realizados, seja por inspeção visual ou por ensaios, nota-se que os procedimentos adotados nos casos estudados se assemelham muito. Execução da remoção da camada superficial do concreto, limpeza das armaduras corroídas, proteção ou substituição das mesmas, recomposição do cobrimento das armaduras através de argamassa polimérica ou graute e processos de cura úmida. Estas etapas são bastante difundidas entre os profissionais que trabalham em obra. O que pode diferenciar muitas vezes um serviço do outro, é a qualidade dos materiais que são empregados e também o controle de execução das recuperações.

Como é visto no decorrer do trabalho, os processos de deterioração das estruturas podem ser de origem química, física ou biológica, sendo estes decorrentes, na maioria das vezes, do ambiente em que estão inseridos.

Tratando-se de fissuras e corrosão das armaduras, pode-se constatar que se não forem obedecidos os critérios para proteção e bom uso das estruturas, é certo que, necessariamente, em qualquer tempo, essa mesma estrutura precisará ser recuperada.

7. Conclusões

7.1 Considerações finais

Como foi visto são muitos os problemas que ocorrem nas estruturas e poderiam ser evitados caso houvesse cuidados maiores na elaboração dos projetos, na especificação e utilização dos materiais, no uso adequado da estrutura e na sua manutenção preventiva, podendo assim evitar ou mesmo retardar a necessidade de trabalhos de recuperação ou reforço das estruturas.

Constata-se também que a correta escolha da técnica a ser utilizada numa recuperação estrutural, é que vai garantir o sucesso do trabalho realizado, pois a escolha errada pode acabar piorando o problema.

O estabelecimento de um diagnóstico que proporcione a identificação e classificação de ocorrências é uma condição fundamental para a correção adequada das possíveis anomalias observadas. Porém, designar uma única metodologia de inspeção e diagnóstico é impossível pois a construção de um edifício envolve diversos fatores de caráter construtivo e executivo, circunstâncias pertencentes à cada obra.

Desta forma, este trabalho procurou identificar as técnicas de identificação de patologias mais comuns utilizadas, passando pelos métodos de ensaio mais frequentes no ramo da construção civil, bem como também as práticas de reparação e restauração dos elementos estruturais, objetivando sempre ampliar o leque de conhecimento dos métodos reparatórios.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Tendo como alvo melhorar os processos produtivos na construção civil, e reunir um maior número de informações a fim de ajudar no aumento da qualidade nas obras, são sugeridas algumas linhas de pesquisa e estudo que futuramente poderiam ser adotadas:

- a) Desenvolvimento de um sistema de controle de qualidade mais rígido na execução das obras, tanto nas grandes quanto nas construtoras de pequeno porte;
- b) Criação um método de incentivo ao empregador que resulte na maior capacitação do quadro de funcionários da empresa, através de cursos de aperfeiçoamento das técnicas construtivas para os profissionais que trabalham no campo;

- c) Como aumentar a fiscalização do poder público na questão que abrange as obras irregulares, ou construções que não atendem as normas técnicas vigentes no país, ou ainda, impedir a expansão desordenada e a verticalização das construções não regulamentadas.

Referências Bibliográficas

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 5674. Manutenção de edificações Procedimento, 2012.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 5738. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova, 2015.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 5739. Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, 2007.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 6467. Agregados - Determinação do inchamento de agregado miúdo - Método de ensaio, 2006.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 7211. Agregados para concreto - Especificação, 2009.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 7222. Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, 2011.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 7584. Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio, 2012.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 7680. Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto, 2015.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 8802. Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica, 2013.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 8953. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, 2015.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 8965. Barras de aço CA 42 S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação, 1985.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 9204. Concreto endurecido — Determinação da resistividade elétrico-volumétrica — Método de ensaio, 2012.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 9607. Prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido — Procedimento, 2012.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 9778. Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica, 2005.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 9935. Agregados – Terminologia, 2011.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 12654. Controle tecnológico de materiais componentes do concreto - Procedimento, 2000.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 12655. Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento, 2015.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 14026. Concreto projetado — Especificação, 2012.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 14931. Execução de estruturas de concreto - Procedimento, 2004.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 15575. Edificações habitacionais — Desempenho, 2013.

AGUIAR, J. E. *Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis*. Tese de M. Sc., Programa de Pós-graduação em Construção Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2006.

AGUIAR, J. E. *Durabilidade, proteção e recuperação das estruturas*. Notas de aula. Especialização em Construção Civil (Especialização) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2011.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. C. *Patologia das Estruturas*. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005.

- ANDRADE Y PERDRIX, Maria Del Carmo, trad. Antonio Carmona, Paulo Roberto Lago. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. Ed. 5, São Paulo, 1992.
- AZEVEDO, M. T. *Patologia das Estruturas de Concreto*. In: ISAIA, G. C. (Ed.). *Concreto – Ciência e Tecnologia*. v.2; São Paulo, 2011.
- BASTOS, P. S. S. *Fundamentos do Concreto Armado – Notas de Aula*. UNESP. Bauru, São Paulo, 2006.
- BENEVOLO, Leonardo. *História da Arquitetura Moderna*. São Paulo, Perspectiva, 1976.
- BEZERRA, J. E. A. *Estruturas de Concreto Armado: Patologia e Recuperação – Fortaleza*, 1998.
- BRANDÃO, A. M. S.; PINHEIRO, L. M. *Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto*. Cadernos de Engenharia de Estruturas. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.
- BROOMFIELD, J. P. *Corrosion on Steel in Concrete*, 1.^a edição. Londres, E. & Fn Spon, 1997.
- CÁNOVAS, M. F. *Patologia e terapia do concreto armado*. Tradução de M. Celeste Marcondes, Beatriz Cannabrava. São Paulo: PINI, 1988.
- CARMONA, T. G. *Modelos de previsão da despassivação das armaduras estruturas de concretos sujeitas à carbonatação*. Tese de M. Sc. USP, 2005.
- CASCUDO, O. *Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto com Problemas de Corrosão da Armadura*. In.: *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005.
- CASCUDO, O. *Técnicas de laboratório e de campo para avaliação da durabilidade de estruturas de concreto*. WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES. São José dos Campos, 2001.
- CASCUDO, Oswaldo. *O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas*. Goiânia. UFG. São Paulo: Pini, 1997.

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

CORREIA, Marcelo. *Manifestações patológicas na construção - Implantação de programas de manutenção preventiva e corretiva em estruturas de concreto armado*. Congresso Internacional sobre Patologia e Recuperação de Estruturas – CINPAR. João Pessoa, 2013.

COUTO, J. P.; COUTO, A. M. *Importância da revisão dos projectos na redução dos custos de manutenção das construções*. In: CONGRESSO CONSTRUÇÃO 2007, 3, 2007, Coimbra, Portugal. Universidade de Coimbra, 2007.

DAIHA, K. C. *Estudos da agressividade ambiental nas estruturas de concreto armado*. Monografia (Graduação). Curso de Engenharia Civil. Universidade Salvador – UNIFACS, 2004.

DA SILVA, T. J. *Como estimar a vida útil de estruturas projetadas com critérios que visam a durabilidade*. WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES. São José dos Campos, 2002.

DAL MOLIN, D.C.C. *Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul*. Tese de M. Sc. – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

EVANGELISTA, A. C. J. *Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaio Não Destrutivos*. Tese de D. Sc., UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FIGUEIREDO, E. P. *Mecanismo de Transporte de Fluidos no Concreto*. In: ISAIA, G. C. *Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005.

FREITAS, L. B., *Reforço de vigas de concreto armado ao esforço cortante com chapas de aço coladas*. Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1997.

GRANATO, J. E. *Apostila: Patologia das construções*. São Paulo, 2002.

HELENE, P. R. L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2^a ed - São Paulo: PINI, 1992.

HELENE, P. R. L. *Introdução da vida útil no projeto das estruturas de concreto*. WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES. São José dos Campos, 2001.

ISAIA, G. C. *Durabilidade do concreto ou das estruturas de concreto*. WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES. São José dos Campos, 2001.

JOHN, V. M. *Durabilidade e sustentabilidade: desafios para a construção civil brasileira*. WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES. São José dos Campos, 2001.

JOHNSON, S. M. *Deterioro, conservacion y reparacion de estructuras*. Editorial Blume, Madrid, 1973.

LIMA, M. G. *Ação do meio ambiente sobre as Estruturas de Concreto*. In.: *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005.

LICHTENSTEIN, N. B. *Patologia das Construções: procedimento para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações*: São Paulo: Escola Politécnica da USP. Tese de M. Sc., Universidade de São Paulo, 1985.

MALHEIROS, A. M. *Patologia e recuperação das estruturas de concreto*. Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2007.

MAZER, W. *Ensaio sobre o concreto – Notas de Aula*. Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTPR), 2012.

MARCELLI, M. *Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras* - São Paulo: Pini, 2007.

MEDEIROS, M. H. F.; HELENE, P. R. L. *Durabilidade e proteção do concreto armado*. Revista Técnica, São Paulo, 2009.

MEHTA P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto – Microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008.

MORAIS, E.; GROSSI, M.V. F. *Reforço estrutural em estruturas de concreto armado*. Mackenzie, São Paulo, 2013

NEVILLE, A. *Consideration of durability of concrete structures: past, present and future. Materials and Structures*. Nova Iorque, 2001.

PFEIL, W. *Concreto armado*, Rio de Janeiro, Ed. Livros Técnicos e Científicos, 1989.

PIANCASTELLI, E. M. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado*. Apostila para Curso de Extensão, Ed. Depto. Estruturas da Escola de Engenharia da UFRG, Belo Horizonte, 1997.

RELVAS, FERNANDO JOSÉ. *Curso de estruturas de concreto: projeto, execução e reparo. Reforço de peças de concreto armado, com chapas de aço*. Apostila. Dezembro 2004.

REZENDE, L. V. S. *Resistência do concreto dosado em central - classificação e aspectos de durabilidade*. CONGRESSO TÉCNICO-CIENTÍFICO DE ENGENHARIA CIVIL. Florianópolis, 1996.

RIGAZZO, ALEXANDRE DE OLIVEIRA. *Reforço em pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono*, Tese M. Sc., Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2003.

RILEM CPC-18 *Measurement of hardened concrete carbonation depth*, 1996.

RINCÓN, O.; CARRUYO, A. *Manual de Inspeccion, Evaluacion y Diagnostico de Corrosion en estructuras de hormigón armado – CYTED*, 1997.

ROQUE, J. A. *Sistema construtivo em aço patinável e bloco de concreto celular autoclavado: análise de protótipo de Moradia de Interesse Social*. Tese de M. Sc. PPGSS-ECM, Universidade São Francisco. Itatiba, 2003.

SABINO, M. A. *Avaliação da carbonatação em pilares de concreto armado em garagens*. Monografia (Graduação). UniCEUB, Brasília, 2014.

SANTOS, M. R. G. *Deterioração das estruturas de concreto armado*. Monografia (Graduação). UFMG, Belo Horizonte, 2012.

SHEHATA, I. A. M., *Reparo e reforço de estruturas de concreto armado e protendido*. Notas de Aula, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.

SOUZA, E. S. *Técnicas de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado*. Monografia (Graduação). Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2006.

SOUZA, R. *A contribuição do conceito de desempenho para a avaliação do edifício e suas partes: Aplicação às janelas de uso habitacional*. Tese de M. Sc. - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.

SOUZA, V.; RIPPER, T. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. – São Paulo: Pini, 1998.

TAKEUTI, A. R. *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. Tese M. Sc., São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

TULA, L. S. *Contribuição ao estudo da resistência à corrosão de armaduras de aço inoxidável*. Tese D. Sc. USP, São Paulo, 2000.

VAN GEMERT, D. *Stress analysis in epoxy bonded steel-concrete joints, in Mechanical Behaviour of Adhesive Joints*. Bruxelas, 1987.

VASCONCELOS, A. C. *O concreto no Brasil*. Pini. São Paulo, 1992.

ZIPPER, T., SCHERER, J. *Avaliação do desempenho de plásticos armados com folhas unidirecionais de fibras de carbono como elemento de reforço de vigas de betão armado*. 41º Congresso Brasileiro de Concreto. Salvador, 1999.

SERCPINT – Serviço de construção e pintura em geral. < http://sercpintonline.blogspot.com.br/2011_03_01_archive.html > acessado em 10/08/2015.

BOSCH – < www.brasil.bosch.com.br > acessado em 07/08/2015.

VOTORAÇO – < <http://www.votoraco.com.br/catalogodigital.php> > acessado em 29/07/2015