UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DANILO DO NASCIMENTO CABRAL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ANÁLISE E PROJETO DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Caruaru, Janeiro / 2015

DANILO DO NASCIMENTO CABRAL

ANÁLISE E PROJETO DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina **Trabalho de Conclusão de Curso 2**.

Área de concentração: Construção Civil
Orientador: Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior

Caruaru, Janeiro / 2015

Catalogação na fonte:
Bibliotecária - Simone Xavier CRB/4-1242

C117a Cabral, Danilo do Nascimento.
Análise e projeto de reforço de estruturas de concreto armado. / Danilo do Nascimento Cabral. - Caruaru: O Autor, 2015.
91f.; il. : 30 cm.

Orientador: Humberto Correia Lima Júnior
Monografia (Trabalho de Conclusão de curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2015.
Inclui referências bibliográficas

1. Construções - Patologias. 2. Inspeção predial. 3. Reforço (construção). I. Lima Júnior, Humberto Correia. (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2015-001)

DANILO DO NASCIMENTO CABRAL

ANÁLISE E PROJETO DE REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina **Trabalho de Conclusão de Curso 2.**

Área de concentração: Construção Civil

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera o candidato DANILO DO NASCIMENTO CABRAL aprovado com NOTA 8,0.

Caruaru, 16 de janeiro de 2015.

Banca examinadora:

Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. Dr. Flávio Eduardo Gomes Diniz
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Profª. Drª. Ana Cecília Vieira da Nóbrega
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Profª. Drª. Sylvana Melo dos Santos
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenadora da disciplina)

Dedico, esse trabalho, em primeiro lugar, à Deus, e de forma especial, aos meus pais, minha avó, meu padrinho, meu irmão, minha irmã e minha namorada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, ao meu senhor Deus, por me dar forças e coragem para superar mais esse desafio em minha vida. Por me ajudar a passar pelos momentos mais difíceis, e não me permitir desanimar ou desistir. Pelas oportunidades que tem me oferecido e por me dar proteção divina.

Aos meu pais, Marta Maria do Nascimento Cabral e Sebastião de Sousa Cabral, por seus ensinamentos de vida, que me faz a pessoa que sou hoje. Por acreditarem e me incentivarem nas decisões que venho tomando para minha vida. Por serem guerreiros e se esforçarem tanto, muitas vezes, trabalhando no pesado, para me dar condições de investir em meus estudos. Pelas longas conversas e conselhos do meu pai e pelo carinho de minha mãe. Agradeço à minha família pelo apoio, em especial, à minha avó Maria de Sousa Cabral, que é professora, pelo carinho e sentimento de orgulho de ter um neto cursando ensino superior, ao meu tio e padrinho João de Sousa Cabral, por suas brincadeiras que sempre são engraçadas e pelo apoio que me deu, sempre que precisei. À minha tia Marleide do Nascimento, que me deu abrigo em sua casa, numa das épocas mais difíceis de minha vida, que foi a minha vinda à Caruaru para estudar.

A minha namorada e, ao mesmo tempo, amiga Edimailza Bezerra Silva, por todo o seu carinho, amor e compreensão. Por me apoiar e entender, nos momentos mais críticos, que, por muitas vezes, fez com que ficássemos longe um do outro, por dias. E que mesmo com toda a ausência, sempre está esperando por mim. Por, nos momentos de dificuldade, me dizer o que preciso ouvir e nos momentos de vitória, celebrar comigo.

Aos meus colegas que dividiram casa comigo, que considero como irmãos, Bruno Ferreira, Chardsoncley Melo (“Charles”), Lucas Mendonça e Júlio Cesar (“Galego”), pela boa convivência e pelas brincadeiras que serviam para descontrair do estresse das épocas difíceis de provas na universidade. Agradeço, em especial, também, aos pais do meu colega Bruno Ferreira, João da Costa Borba e Maria Betânea Ferreira, por me darem apoio e me tratarem tão bem, em seu lar, numa época da universidade em que fiquei bastante doente, e que graças à Deus, e pessoas de bom grado, como eles, minha saúde se recuperou.

À todos os amigos que fiz durante o curso, e que me acompanharam nessa jornada, compartilhando dificuldades e conhecimentos, e descontrações nas horas tensas.

À todos os professores do curso, por todos os conhecimentos passados, proporcionando aprendizado, tanto na área profissional, como na área pessoal, nos preparando para a vida, após a universidade. Pela sua dedicação, aos alunos, e pelo desejo de passar o

conhecimento, que é algo de muito valor. Agradeço, especialmente, aos professores Gustavo Bono, com quem aprendi muita coisa sendo aluno de Iniciação Científica, e Shirley Minnell, enquanto supervisora de estágio, pelos grandes conselhos, tanto técnicos, como pessoais, que me fizeram amadurecer bastante. Ao engenheiro Mariberto Alves, também, supervisor de estágio, por seus ensinamentos e conselhos profissionais e pessoais.

Ao meu Orientador, Prof. Humberto Correia Lima Júnior, por aceitar fazer parte desse trabalho. Pela paciência, dedicação, ensinamentos oferecidos. Muito obrigado pela amizade e por confiar em mim.

RESUMO

A maior parte dos edifícios de estrutura de concreto armado, sofre ou sofrerá com problemas estruturais, em algum momento da sua vida útil, necessitando passar por intervenções, que recuperem a sua funcionalidade. Os problemas patológicos, ocorrem por conta de diversos fatores, como falha humana, agentes agressivos, ou deterioração natural dos materiais, quando não é feita manutenção. O primeiro passo, para uma correção adequada, dos problemas é a visita ao local, ou seja, a inspeção predial. Em geral, o engenheiro civil, com conhecimentos aprofundados em patologias, está apto à fazer essas inspeções. O *check-list* é uma ótima ferramenta para a coleta de dados, durante a vistoria, coletando informações importantes para a avaliação do risco e escolha da melhor técnica de correção. No caso de problemas patológicos que afetam, diretamente, a parte estrutural, é muito comum a aplicação de reforço, como solução, fazendo com que a peça recupere sua capacidade portante. A escolha do tipo de reforço, depende do caso à ser resolvido, já que, no momento da decisão, devem se levar em conta suas vantagens e desvantagens, que podem influenciar, diretamente, no sucesso da intervenção. A fim de exemplificar a atuação do engenheiro em inspeções prediais, três casos reais de patologias, no município de Caruaru-PE, receberam diagnósticos, apontando problemas e causas, sendo o primeiro caso, uma viga deteriorada com ferragem com corrosão avançada, o segundo caso, pilares de pilotis com problema de confinamento do concreto, devido à ruptura de estribos, e o terceiro caso, uma residência com laje a paredes danificadas, devido à umidade generalizada. A residência, que apresentava vários problemas, em vários locais, teve o *check-list* aplicado, determinando a classificação, quanto à ordem de prioridades de correção, com o uso da matriz GUT (gravidade x urgência x tendência) de Gomide (2009), sendo a laje, devido ao seu risco de ruptura, representando risco à vida dos ocupantes, a primeira a receber intervenção. Após os diagnósticos, foram propostas soluções práticas, para cada um dos casos analisados. O caso da viga deteriorada, teve seu reforço dimensionado, para recuperar, seu desempenho perdido. Em se tratando do reforço de vigas, com encamisamento de concreto, este visa recuperar a capacidade de resistência à flexão e ao esforço cortante, e deve ter a aderência entre o concreto novo e antigo garantida, que neste caso, foi garantida com o uso de pinos metálicos na interface. O *check-list*, junto aos diagnósticos e propostas de soluções, são condizentes com a maneira de como são feitas as investigações e resoluções dos problemas.

Palavras-chave: Patologia das construções. Inspeção Predial. *Check-list*. Reforço.

ABSTRACT

Most buildings of reinforced concrete structure, suffers or will suffer with structural problems, at some point in its life, requiring through interventions, to regain its functionality. Pathological problems occur due to various factors, such as human error, aggressive agents, or natural deterioration of materials, when there is not maintenance. The first step, for a suitable correction of problems is the visit to the site, i.e. the building inspection. In General, the civil engineer with in-depth knowledge in pathology, is apt to do these inspections. The check-list is a great tool for data collection during the survey, collecting important information for risk assessment and choice of best technical correction. In the case of pathological problems affecting, directly, the structural part, it is very common for the application of reinforcement, as a solution, causing the piece to recover your capacity bearing. The choice of type of reinforcement, depends on the case to be resolved, since, at the time of decision, should take into account its advantages and disadvantages, which may influence, directly, on the success of the intervention. In order to illustrate the role of the engineer in building inspections, three real cases of pathologies, in the city of Caruaru-PE, received diagnoses, pointing out problems and causes, being the first case, a beam deteriorated with hardware with advanced corrosion, the second case, pillars of pilotis with concrete containment problem, due to rupture of Stirrups, and the third case, a residence with slab damaged wallsdue to widespread moisture. The residence, which featured several problems, in multiple locations, had the check-list applied, determining the classification, regarding the order of priorities of correction, using the array GUT (gravity x urgent x trend) of Gomide (2009), being slab, due to its risk of rupture, representing risk the lives of occupants, the first to receive assistance. After the Diagnostics, practical solutions were proposed, for each of the cases analyzed. The case of the beam damaged, had her strengthening scaled, to recover, its performance lost. When it comes to strengthening of beams with concrete sheath, this aims to recover the capacity of flexural strength and shear strength, and must have the adherence between the new and old concrete guaranteed, which in this case was guaranteed with the use of metallic pins on the interface. The check-list, with the diagnoses and proposed solutions, are consistent with the way are made investigations and problem-solving.

Keywords: Construction’s pathology. Building’s inspection. Check-list. Reinforcement

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Gráfico de desempenho pelo tempo de vida útil	19
Figura 2	Fluxograma simplificado das ações para manter o desempenho adequado de uma estrutura	21
Figura 3	Esquema simplificado do modelo estrutural incorreto e o correto, adotados no projeto de estruturas de concreto	29
Figura 4	Esquema de fissuração em função do tipo de esforço, e devido à deficiências de projeto	31
Figura 5	Fluxograma demonstrando a metodologia que deve-se seguir para a execução de reparo de uma estrutura	34
Figura 6	Desenho esquemático mostrando a seção transversal, genérica, considerada para o dimensionamento do reforço	44
Figura 7	Transferência de tensões de cisalhamento na interface entre dois materiais, em vigas compostas	53
Figura 8	Transferência de tensões da interface entre concreto novo e velho	54
Figura 9	Mecanismo natural de ligação entre o concreto novo e antigo	54
Figura 10	Transferência de tensões de cisalhamento, devido ao atrito, na interface entre dois materiais	55
Figura 11	Desenho esquemático do diagrama de tensões normais e cisalhantes em relação a seção transversal da viga	56
Figura 12	Trechos onde devem ser avaliados as tensões de cisalhamento horizontal	57
Figura 13	Viga com corrosão da armadura e destacamento do cobrimento	63
Figura 14	Detalhes de sinais de corrosão e ruptura de estribo nos pilares do pilotis	64
Figura 15	Detalhes de Destacamento o revestimento caracterizando “embarrigamento” do pilar	64
Figura 16	Detalhes das manifestações patológicas da laje da cozinha	65
Figura 17	Detalhes de infiltrações na parede da área de serviço, causada por vazamento no telhado	65
Figura 18	Detalhes das manchas, na entrada, e destaques da tinta, próximo à cozinha, devido à infiltrações de umidade ascendente	66

Figura 19	Configuração estrutural da viga, em planta, e "*as built*" da seção transversal da viga	73
Figura 20	Carregamentos solicitando a viga, introduzidos no Ftool	73
Figura 21	Diagrama de momento fletor, obtido no Ftool, valores em kN.cm	74
Figura 22	Diagrama esforço cortante, obtido no Ftool, valores em kN	74
Figura 23	Detalhamento do reforço projetado	78

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 1	Níveis de Inspeção Predial	60
Quadro 2	Matriz GUT (Gravidade x Urgência x Tendência)	62
Quadro 3	*Check-list* de inspeção preenchido, para a Residência Popular	67
Quadro 4	Ordem de Prioridades na correção das patologias	70
Tabela 1	Coeficientes redutores de cálculo da NBR 6118	43
Tabela 2	Coeficientes de minoração da NBR 9062	58
Tabela 3	Parâmetros de dimensionamento à flexão	74
Tabela 4	Parâmetros de dimensionamento ao cortante	75
Tabela 5	Características dos pinos de cisalhamento	76

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 16

1.1 Objetivos 17

1.1.1 Objetivo geral 17

1.1.2 Objetivos específicos 17

2 REFERENCIAL TEÓRICO 18

2.1 Conceito de Patologia 18

2.2 Conceito de Desempenho 18

2.3 Vida Útil e Durabilidade 19

2.4 Estudo dos Sintomas das Estruturas de Concreto 21

2.4.1 Patologias que surgem de erros da fase de concepção 22

2.4.2 Patologias produzidas na fase de execução 22

2.4.3 Patologias advindas da fase de utilização da estrutura 24

2.5 Deterioração das Estruturas 24

2.5.1 Causas Intrínsecas 25

2.5.2 Causas Extrínsecas sobre a Estrutura 29

2.6 Deterioração das Estruturas por Processos Físicos 30

2.6.1 Fissuração 30

2.7 Obtenção do Diagnóstico 32

2.8 Importância da Inspeção Predial 35

***2.9* Conceito de *Check-list* 35**

2.10 Estudo das Técnicas de Reforço 36

2.10.1 Chapas Metálicas 36

2.10.2 Compósito de Fibra de Carbono 37

2.10.3 Reforço por Protensão Externa 38

2.10.4 Encamisamento de Peças Estruturais 39

2.11 Projeto de reforço de uma viga com perda da capacidade portante 40

2.11.1 Caracterização da Viga a ser Reforçada 40

2.11.2 Determinação das cargas que solicitam a viga 40

2.11.3 Critério de segurança 41
2.11.4 Combinação de cálculo adotada 42
2.11.5 Cálculo da armadura de reforço à flexão 43
2.11.6 Cálculo da armadura de reforço à esforço cortante 47
2.11.7 Verificação da aderência entre o concreto original e o de reforço 52

3 METODOLOGIA 59

3.1 Elaboração de pareceres de inspeção predial 59
3.1.1 Nível de Inspeção 59
3.1.2 Classificação das anomalias e do Grau de Risco 60
3.1.3 Indicações e Orientações Técnicas 60

3.2 Elaboração do *Check-list* 60
3.3 Casos Reais Estudados 62

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 63

4.1 *Check-list* proposto 63
4.2 Diagnósticos dos casos reais analisados 63
4.2.1 Viga Deteriorada 63
4.2.2 Pilares do Pilotis 63
4.2.3 Residência Popular 64

4.3 *Check-list* da Residência Popular 66
4.4 Soluções propostas para os casos reais analisados 71
4.4.1 Viga Deteriorada 71
4.4.2 Pilares do Pilotis 71
4.4.3 Residência Popular 71

4.5 Projeto de reforço como parte da solução do caso da viga deteriorada 72
4.5.1 Esforços e Carregamentos da Estrutura 73
4.5.2 Armadura Longitudinal 74
4.5.3 Armadura Transversal 75
4.5.4 Cisalhamento entre Reforço e Estrutura Original 75
4.5.5 Detalhamento do Reforço 76

5 CONCLUSÕES.....79
REFERÊNCIAS 80

1 INTRODUÇÃO

A maioria das edificações das grandes metrópoles sofrem ou sofrerão algum tipo de problema estrutural, em algum momento de sua vida útil, seja ele, devido à problemas de projeto, de execução, excesso de carga, condições de agressividade não previstas, ou por falta de manutenção (IBRACON,2008).

Mesmo quando existe um programa de manutenção bem definido, as estruturas e seus materiais se deterioram com o tempo (SANTOS, 2012). As construções "envelhecem" e começam apresentar problemas, do tipo estético, funcional, e até mesmo, estrutural. E esse processo é acelerado com o mau uso e pela falta de manutenção. Como muitas das estruturas brasileiras estão com algumas décadas de existência, o surgimento de problemas patológicos vem se tornando, cada vez, mais comum, o que vem exigindo mais intervenções com reforços e serviços de recuperação, e nos piores casos, até mesmo demolições.

O fato de as estruturas estarem "envelhecendo", aumenta a necessidade de se fazer aplicações corretivas, para manter o desempenho dessas construções. Por meio de vistorias e estudos do histórico da obra, podem-se obter diagnósticos para as estruturas com problema, e poder aplicar as técnicas mais adequadas, para tal recuperação, projetando o elemento de reforço que venha a trazer de volta o desempenho do elemento estrutural original.

Sendo o engenheiro civil, um profissional técnico capaz de entender os mecanismos de funcionamento e características dos materiais das edificações, principalmente nas de concreto armado, ele é habilitado à fazer vistorias prediais e detectar esses problemas de funcionamento, propondo soluções. Se o mesmo já atua a um certo tempo nessa área, a experiência contribui bastante para a resolução dos problemas, até mesmo, dos mais complexos.

Neste trabalho, foram elaborados, alguns pareceres técnicos de vistoria, com o objetivo de exemplificar a atuação do engenheiro vistoriador, no tratamento das informações, coletadas em campo e em suas correções.

Sendo de grande importância a vistoria predial, para detecção de falhas nas edificações, e o adequado tratamento das informações coletadas, o inspetor predial costuma utilizar uma listagem, onde ele reúne as informações de irregularidades encontradas.

A inspeção predial possui diversas variâncias, em função do tipo de vistoria e local vistoriado, como por exemplo vistorias, em casas, edifícios residenciais, shopping centers, irão, também, alterar o tipo de listagem utilizada, que deve ser elaborado através da criatividade e necessidade do inspetor predial.

Sabendo da importância que se tem o uso dessa listagem de verificações, também conhecida como *check-list*, esse trabalho visou à elaboração de um modelo, que auxilie nas visitas, reunindo informações necessárias à resolução das patologias e irregularidades encontradas.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é propor uma abordagem para como são feitas as análises e soluções de problemas patológicos, com ênfase nas estruturas de concreto armado. E a criação de um modelo de *check-list* (listagem de verificações), para inspeções prediais.

1.1.2 Objetivos específicos

- Propor um modelo de *check-list* para inspeções prediais de edificações residenciais;
- Realizar alguns diagnósticos de problemas patológicos de casos reais;
- Aplicar o *check-list*, proposto, em um dos casos reais;
- Propor soluções para os casos analisados;
- Elaborar um projeto de reforço de um elemento de concreto armado, para um dos casos analisados.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Conceito de Patologia

O termo patologia é empregado na engenharia civil quando ocorre perda ou queda de desempenho de um produto ou componente da estrutura. Esse termo foi extraído da área de saúde e identifica o estudo das doenças, seus sintomas e natureza das modificações que elas provocam no organismo (ANDRADE e SILVA, 2005).

2.2 Conceito de Desempenho

O concreto, como material de construção, é um elemento instável ao longo do tempo, devido à sua porosidade, o que facilita a entrada de agentes agressivos. Segundo Bauer (2008), os vazios, presentes no concreto, são de origens diversas, tais como, o excesso de água de mistura necessária à obtenção da trabalhabilidade conveniente, diminuição de volume que acompanha a hidratação do cimento, ar incorporado durante a operação de mistura, erro na dosagem dos insumos, etc. Como esses vazios são geralmente interligados, o concreto é, normalmente, permeável aos líquidos e gases. Isso, por sua vez, vem a provocar alteração das propriedades físicas e químicas, em função das características de seus componentes.

Entende-se por vida útil de um material, o período que ele mantem suas características e propriedades acima dos limites mínimos especificados.

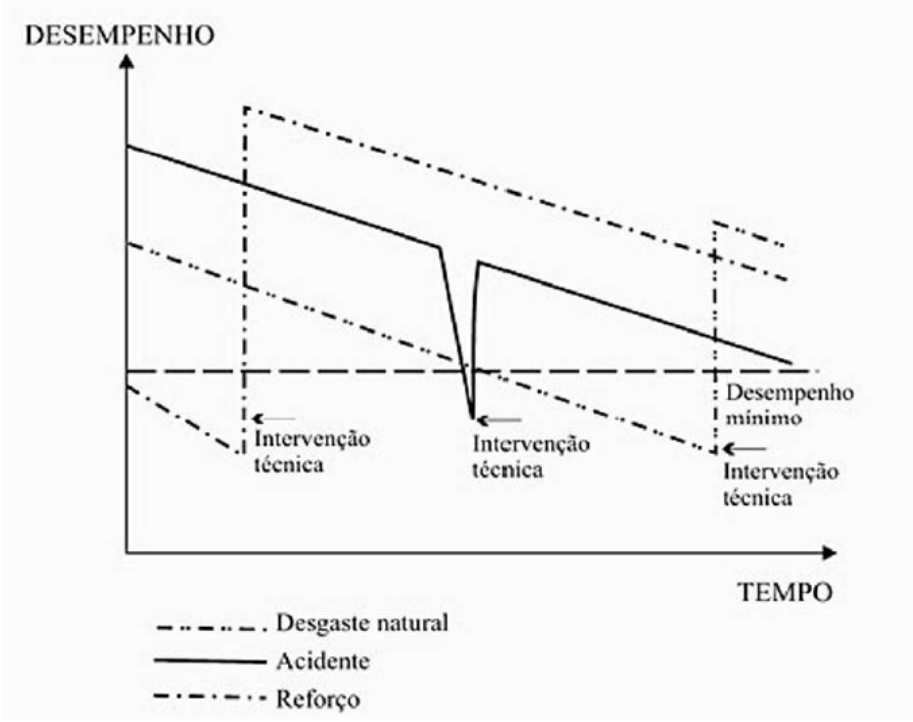
A ABNT NBR 6118:2014 diz que desempenho consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização, durante a sua vida útil, não podendo apresentar danos que venham a comprometer, totalmente ou em parte, o uso para o qual foi projetada.

Segundo Souza e Ripper (1998), as estruturas e seus materiais, mesmo com um programa de manutenção adequado, deterioram com o passar do tempo. O ponto de deterioração, em que cada tipo de estrutura atinge patamares insatisfatórios, depende do tipo de estrutura. É possível algumas estruturas, já no início de sua vida, terem desempenho insatisfatório, por erros de projeto ou execução, e outras chegando ao final de sua vida útil, ainda apresentando bom desempenho.

O fato de uma estrutura poder vir a apresentar, em algum momento de sua vida útil, um desempenho não satisfatório, não é, necessariamente, um indício de que a estrutura deva ser condenada. A análise desta situação, provavelmente, é o maior objetivo da área de patologias das estruturas, de forma, que esta situação requer imediata intervenção técnica, possibilitando a reabilitação da estrutura.

Na Figura 1, apresenta-se o histórico de desempenho, de forma genérica, de três casos de estruturas durante suas vidas úteis. O primeiro caso (linha traço-duplo ponto) representa o fenômeno natural de desgaste de estrutura, que recebe uma intervenção, após o fim de sua vida útil, recuperando seu desempenho. O segundo caso (linha traço contínuo) representa uma estrutura que recebe uma queda brusca de desempenho, caracterizando um acidente, com a ação corretiva, ela volta a ter seu desempenho satisfatório. O terceiro caso (linha traço-monoponto) mostra um caso de erro de projeto ou de execução, resultando em desempenho baixo, já no início da vida útil da construção, a intervenção recupera o seu desempenho.

Figura 1 - Gráfico de desempenho pelo tempo de vida útil



Fonte: Souza e Ripper. (1998)

2.3 Vida Útil e Durabilidade

Através do conhecimento ou estimativa das características de deterioração do concreto e dos sistemas estruturais, pode-se entender, como durabilidade, o parâmetro que relaciona a aplicação dessas características à construção. Com isso, é possível avaliar a resistência, frente às agressões ambientais, definindo a vida útil da construção (SOUZA e RIPPER, 1998).

O resultado de uma construção durável está ligado às decisões e procedimentos que garantem, aos matérias e estruturas, um desempenho satisfatório, durante a vida útil da construção. Um dos parâmetros que está bem relacionado à qualidade do concreto é a água,

nele adicionada. A quantidade de água no concreto, em relação ao ligante, nele presente, influenciará, diretamente, nas características como: densidade, porosidade, compacidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração, e resistência mecânica, o que seria o início da classificação da estrutura, quanto à sua durabilidade.

Com relação a agressividade ambiental, há a capacidade de transporte de líquidos e gases para o interior do concreto. O estudo da durabilidade pode ser relacionado à parâmetros de agressividade ambiental e qualidade do concreto. Esse estudo pode ser feito a partir de classes de exposição das estruturas e materiais em função da deterioração que estarão submetidas, como:

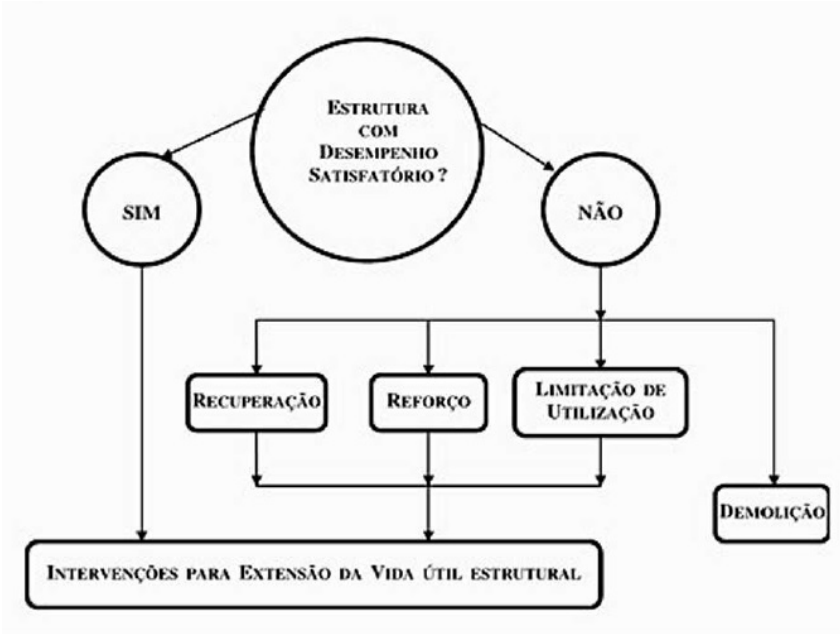
- Corrosão das armaduras, submetidas à carbonatação e/ou cloretos;
- Exposição ao frio e/ou calor;
- Agressividade química.

A proteção dessas estruturas, frente às agressões, pode ser feita através de controle da qualidade da estrutura, através de parâmetros como:

- Dosagem mínima do concreto;
- Fator água/cimento máximo;
- Classe de resistência do concreto;
- Cobrimento mínimo das armaduras;
- Método de cura.

Se algum problema ocorrer e o desempenho da estrutura não atender mais ao desempenho exigido, é necessário que os responsáveis sejam habilitados a tomar a melhor decisão de como proceder, respeitando pontos de vista técnicos, econômicos e socioambientais (SOUZA e RIPPER, 1998). Na Figura 2, é apresentado um fluxograma, sobre quais ações devem ser tomadas, para manter o desempenho de uma estrutura.

Figura 2 - Fluxograma simplificado das ações para manter o desempenho adequado de uma estrutura



Fonte: Souza e Ripper. (1998)

2.4 Estudo dos Sintomas das Estruturas de Concreto

É esperado que as estruturas, em geral, não só as de concreto armado, sejam adequadas às finalidades, às quais foram concebidas, sempre levando em conta boa economia e segurança. Quando há o objetivo de que o produto atinja o nível de qualidade desejado, deve-se garantir que este esteja de acordo com os requisitos de satisfação do cliente, à um preço aceitável.

Fora os casos ligados à catástrofes naturais, em que a agressividade das solicitações que a estrutura venha a sofrer, aliado à sua imprevisibilidade, é atribuído um peso maior aos problemas patológicos, resultantes da ocorrência de falhas durante a realização de uma ou mais das atividades da construção civil. Em nível de qualidade, é exigido, na etapa de concepção do projeto, a garantia de satisfação do cliente, facilidade de execução, e de manutenção. Na etapa de execução, é de garantir o fiel atendimento ao projeto, na etapa de utilização da obra, confere-se a satisfação do usuário e a possível extensão da vida útil da estrutura. A ocorrência de problemas patológicos, em uma estrutura, indica, de modo geral, a ocorrência de um ou mais erros, durante a execução de uma das etapas da construção, ou/e falhas no sistema de controle da qualidade próprio (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.4.1 Patologias que surgem de erros da fase de concepção

Podem ocorrer várias falhas na etapa de concepção da estrutura. Surgir no estudo preliminar, na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto executivo. Em geral, a dificuldade e o custo de se resolver um problema patológico, são proporcionais à "idade da falha", ou seja quanto mais cedo tenha ocorrido essa falha, mais difícil e mais oneroso é a sua solução.

Por outro lado, pode-se dizer que falhas ocorridas, nas fases de estudo preliminar ou de anteprojeto, são responsáveis por tornar o processo construtivo mais caro, ou causar problemas na utilização da obra. Enquanto que falhas cometidas na fase de projeto executivo, geram problemas patológicos mais sérios, e podem ser provocados por (SOUZA e RIPPER, 1998):

- Utilização de elementos de projeto inadequados, como má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação do solo.);
- Escolha inadequada dos materiais;
- Erro de detalhamento ou insuficiência dele;
- Detalhes construtivos impossíveis de se executar;
- Falta de padrões nas representações, adoção de convenções;
- Falta de compatibilização entre estrutura e a arquitetura, e com os outros projetos;
- Erros no dimensionamento.

2.4.2 Patologias produzidas na fase de execução

Admitindo a suposição de que a etapa de concepção tenha sido feita com sucesso e todos os processos tenham sido concluídos. Pode-se, então, dar início à etapa de execução da obra, cuja o primeiro passo é fazer o planejamento de toda a obra. Nessa etapa, devem ser tomados todos os cuidados para o bom desenvolvimento da obra. E é indispensável a caracterização da obra, individualizada pela programação das atividades, alocação de mão de obra, definição do "*lay-out*" do canteiro e previsão de compra de materiais (SOUZA e RIPPER, 1998).

A sequência lógica seria que a etapa de execução só começasse quando a etapa de concepção estivesse finalizada, mesmo sendo lógico, isso geralmente não ocorre, mesmo em obras de maior importância. Sendo comum a ocorrência de adaptações de projeto, durante a execução, sob desculpas, sem validade, de que são necessárias simplificações construtivas,

que na maioria dos casos, acabam contribuindo para a geração de erros (SOUZA e RIPPER, 1998).

Uma vez dado início à obra, podem ocorrer falhas dos mais diversos tipos, associadas à causas diversas, como falta de condições locais de trabalho, não capacitação profissional da mão-de-obra, falta de controle de qualidade de execução, má qualidade dos materiais, falta de responsabilidade técnica ou, até mesmo, sabotagem (SOUZA e RIPPER, 1998).

A ineficiência ou, até mesmo, a inexistência de fiscalização e um fraco comando de equipes, geralmente associados à uma baixa capacitação do engenheiro e do mestre de obras, podem, facilmente, levar à ocorrência de graves erros, em algumas atividades, como por exemplo, na implantação da obra, cimbramento, formas, posicionamento e quantidade de armadura, e qualidade do concreto, desde sua fabricação até a sua cura (SOUZA e RIPPER, 1998).

Um outro fator importante, a ser considerado na análise do surgimento de patologias, é a indústria de materiais e componentes, embora os seu produtos devessem atender melhor às necessidades da construção. Os sistemas construtivos, dessa forma, ficam bem dependentes do grau de evolução técnica alcançado pelas empresas de materiais e componentes (SOUZA e RIPPER, 1998).

Além dos problemas da evolução técnica, o problema econômico e a falta de responsabilidade dos responsáveis pela produção de materiais de baixa qualidade, a falta de normatização e, no caso em que ela exista, a falta de fiscalização dos órgãos superiores facilita a irresponsabilidade que, em alguns casos, poderá ser considerada criminosa.

São poucos os fabricantes de materiais e componentes que investem, ou que tem condições financeiras de investir em pesquisas de melhoramento de seus produtos. Dessa forma, é comum o comércio de materiais deficientes, ao seu uso, e com indícios de controle de qualidade falho, ou até mesmo ausente, gerando problemas de desempenho da estrutura e da edificação como um todo (SOUZA e RIPPER, 1998).

Para as estruturas, os materiais e componentes, em sua grande maioria, tem sua forma de aplicação e qualidade, regida por normas. Porém o controle, pelo construtor, tem deixado a desejar e a metodologia de fiscalização e aceitação de materiais tem sido falha, fatores estes que demonstram a fragilidade e a má organização da indústria da construção civil. É bastante comum surgir problemas patológicos, relacionados à baixa qualidade de matérias e componentes. Uma menor durabilidade, erros de dimensionamento, agentes agressivos incorporados, são apenas alguns dos problemas que podem surgir, por conta da baixa qualidade (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.4.3 Patologias advindas da fase de utilização da estrutura

Terminado as fases de concepção e execução, de forma correta e com qualidade, as estruturas podem ainda vir a apresentar problemas de patologia, com a utilização errada da estrutura ou a falta de programas de manutenção adequados (SOUZA e RIPPER, 1998).

Dessa forma, o usuário, que é o maior interessado em que a estrutura apresente um bom desempenho, acaba sendo o agente causador dos problemas, seja por desconhecimento da necessidade dos cuidados ou por puro desleixo.

Com o mesmo princípio de um equipamento mecânico, que precisa de manutenção para ter um funcionamento adequado, as estruturas também precisam desse cuidado, em especial, nas partes onde existe um maior potencial de desgaste.

Souza e Ripper (1998) dizem que uma maneira de se evitar usos inadequados das estruturas, seria, simplesmente, informar ao usuário as limitações e capacidades da obra. Como, por exemplo:

- Em prédios, em alvenaria estrutural, o morador deve ser informado sobre quais paredes tem função importante na estrutura, de modo a evitar que o usuário venha a fazer demolições para abertura de vãos, janelas, ou portas, sem consulta de especialista, ou, preferencialmente, do próprio projetista.
- Em pontes, a capacidade de carga da ponte deve ser sempre informada em local visível. A falta de manutenção em estruturas pode ter, como motivo, o desconhecimento técnico, incompetência, desleixo ou problemas econômicos. Este último é o mais comum, a falta de verba, para manutenções periódicas, pode se tornar um fator causador de problemas estruturais consideráveis, que venham a gerar maiores gastos na solução, ou até mesmo, em caso limite, condenar a estrutura, executando sua demolição (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.5 Deterioração das Estruturas

Quando se vai analisar uma estrutura de concreto, com sintomas patológicos, é bastante importante que se investigue a causa desse problema, antes de escolher o tipo de correção. É indispensável o conhecimento das causas da deterioração, não somente para escolher a correção adequada, mas para evitar que o problema volte a ocorrer.

O estudo das causas, responsáveis pelas diversas formas de deterioração das estruturas de concreto, é bastante complexo, sendo uma área em constante evolução. De qualquer forma, existem duas classificações, que se relacionam (SOUZA e RIPPER, 1998).

- Causas intrínsecas (relacionadas à própria estrutura);
- Causas extrínsecas (externas à estrutura);

2.5.1 Causas Intrínsecas

São classificadas causas intrínsecas às deteriorações das estruturas de concreto, como causas inerentes à própria estrutura, ou seja, todas que tem origem nos materiais e nos próprios elementos estruturais, durante as fases de execução e utilização da obra, sejam por falhas humanas, características do próprio material e por ações externas (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.5.1.1 Falhas Humanas

Na grande maioria dos casos, a falta de qualificação profissional da equipe técnica, na fase da construção, é responsável por defeitos que podem vir a produzir manifestações patológicas na estrutura.

2.5.1.1.1 Problemas no Processo de Concretagem

À metodologia de concretagem, podem estar associadas falhas no transporte, no lançamento e no adensamento, que podem provocar segregação do concreto, formação de "ninhos" de pedra, e vazios no concreto. Andrade e Silva (2005) citam algumas falhas cometidas na concretagem das estruturas, dentre as quais:

- Mistura: má homogeneização dos materiais constituintes; tempo insuficiente de mistura; erros nas quantidades adicionadas dos materiais, isto é, dosagem inadequada do concreto;
- Transporte: tempo excessivo de transporte (ex: tempo decorrido, desde a saída do caminhão-betoneira da concreteira até o descarregamento na obra);
- Lançamento: má conservação do equipamento de bombeamento, acarretando em dificuldade para a concretagem e atraso na obra; lançamento a partir de alturas elevadas, sem tomar os devidos cuidados, resultando em segregação dos agregados graúdos nas regiões inferiores, originando vazios ou bicheiras;
- Adensamento: excesso ou deficiência de vibração (não respeitando a distância, frequência e amplitude dos vibradores);
- Cura: tempo de cura insuficiente, resultando na retração hidráulica do concreto.

2.5.1.1.2 Fôrmas e Escoramentos Inadequados

Segundo Souza e Ripper (1998), os problemas mais comuns, ocorridos com as falhas construtivas relacionadas às fôrmas e escoramentos, podem se dar por:

- Falta de limpeza e aplicação de desmoldantes nas fôrmas, antes da concretagem, o que acaba ocasionando distorções na estrutura e "embarrigamentos", exigindo preenchimento das falhas, ocasionando sobrecarga na estrutura;
- Pouca estanqueidade das fôrmas, tornando o concreto mais poroso por conta de perda de nata de cimento, que vaza pelas juntas e emendas da fôrma, e consequentemente exposição dos agregados;
- Retirada prematura das fôrmas e escoramentos, podem gerar deformações, indesejáveis, na estrutura e, em muitos casos, acentuada fissuração;
- Remoção, de forma incorreta, do escoramento, como por exemplo, nos balanços em que se deve remover da extremidade livre até engaste, se for feito de forma inversa poderá surgir fissuras na peça devido ao comportamento estático, não previsto em projeto.

2.5.1.1.3 Deficiência nas Armaduras

Os erros causados pelo mau posicionamento das armaduras são dos mais diversos tipos. E ocorrem com bastante frequência. Os problemas podem surgir das mais variadas deficiências de armação, em consequência de procedimentos inadequados, como por exemplo (SOUZA e RIPPER, 1998):

- Má interpretação do projeto, o que pode provocar inversão da posição de armaduras ou troca de uma peça estrutural com outra;
- Redução da quantidade de armadura, resultante de irresponsabilidade, ou incompetência, o que resulta em perda da capacidade estrutural da peça;
- Má posição das armaduras, com deslocamentos que geram um espaçamento irregular, causado, na maioria dos casos, pelo movimento dos operários, sobre a armadura, durante as concretagens;
- Inadequação do cobrimento, com cobrimento insuficiente, ou má qualidade deste, facilitando a ocorrência de processos corrosivos;
- Problemas de ancoragem, com má utilização de ganchos, ou não observância do comprimento de ancoragem adequado, que causa excesso de solicitação direta no concreto, gerando processos de fissuração, etc.

2.5.1.1.4 Utilização Inadequada de Tipos de Materiais de Construção

É uma falha que apresenta alto índice de ocorrência, muitas vezes, é difícil identificar problemas surgidos de problemas originários do material. Essas falhas são geradas por incompetência ou por dolo, nesse caso, as decisões são tomadas pelos engenheiros ou responsáveis da obra, que neste caso, a questão é mais séria que as anteriores, que eram causadas por mão de obra desqualificada.

Segundo Andrade e Silva (2005), depois de definida a especificação dos materiais, durante a etapa de elaboração dos projetos, deve-se, então, cuidar do conhecimento e controle das características dos insumos que compõem o concreto, bem como, do próprio concreto. O não cuidado, nessa fase de controle, gera sérios problemas no desempenho e durabilidade da estrutura. Como exemplos de uso inadequado de materiais pode-se citar:

- Concreto com fck, inferior ao indicado, por conta de erro de encomenda ou de fornecimento de concreto pronto, e de concreto produzido na própria obra;
- Aço diferente do especificado pelo projeto;
- Assentamento de fundações, em camadas de solo com resistência inferior à exigida no projeto.

Redução na qualidade, por tentativa de se economizar, é o que ocorre bastante, essa economia, muitas vezes criminosa, que ocorre bastante em obras residenciais, onde geralmente não se faz a dosagem do concreto com o acompanhamento de um profissional de tecnologia dos materiais, para se economizar com custos de uma consultoria desse profissional.

Em prol de se melhorar a "trabalhabilidade" do concreto é comum a adição descontrolada de água, aumentando o fator água/cimento, o que prejudica o desempenho do material, com perda de sua resistência, com o aumento da porosidade, e aumento da retração. Esse problema, também, pode ocorrer com o uso de areia úmida, sem ter sido feita correção na adição de água (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.5.1.1.5 Falta de Controle de Qualidade

A falta de controle de qualidade é a maior responsável pelos problemas patológicos, ocorridos por falhas humanas, na fase de execução, já que se existir um controle de qualidade, as causas de falhas, como as apresentadas nos itens 2.5.1.1.1 e 2.5.1.1.4, não ocorrem ou, pelo menos, são minimizadas. É importante que se tenha esse controle, durante toda a fase de

execução da obra, para diminuição da deterioração precoce da estrutura (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.5.1.2 Problemas de Reações Químicas Internas ao Concreto

Para que ocorra a adequada aderência entre os agregados e o cimento, ocorrem reações químicas com os componentes hidratados do cimento, fazendo com que haja ligações entre os componentes deixando o concreto mais resistente. Por outro lado, se essas reações tiverem efeitos expansivos no concreto, que tem capacidade de anular a coesão entre os materiais, reduzindo a resistência do mesmo (SOUZA e RIPPER, 1998).

- Reação álcali-agregado: interação entre sílica reativa e alguns tipos de materiais dos agregados e íons álcalis, encontrados no cimento com porcentagem maior que 0,6%, retirados pela hidratação dos mesmos, ou pela penetração de cloretos, com esses mesmos íons. A reação, do tipo expansiva, provocada pela expansão do gel de sílica, em contato com a umidade, provoca, no concreto, fissurações em forma de mosaico, às vezes, com saída desse gel, por entre as crateras (ANDRADE,2005). O uso de pozolanas, em quantidade adequada, pode inibir ou até mesmo, impedir a reação álcali-agregado, quando não se tiver como evitar o uso de cimentos com alto teor de álcalis. O concreto, sob esse tipo de reação, exibe um quadro de fissuração, que possibilita, ainda mais, a entrada de umidade, acelerando ainda mais a reação (LAPA, 2008).

2.5.1.3 Problemas Relacionados à Presença de Cloretos no Concreto

Os cloretos podem ser adicionados, sem intenção, através dos aditivos aceleradores do endurecimento, dos agregados, e de águas contaminadas, etc. podem, também, penetrar pelos poros do concreto.

Os íons cloretos (Cl-) são os agentes mais problemáticos para a corrosão de armaduras, por serem capazes de despassivar o aço, mesmo em pH extremamente elevado, dando início ao processo corrosivo (CAVALCANTE FILHO, 2010). Além de despassivar a armadura, os cloretos tem plena participação no processo corrosivo (CASCUDO, 1997).

Em presença de cloretos, a corrosão de conectores e outras peças metálicas embutidas é agravada, e até fôrmas metálicas, tem o seu processo de corrosão acelerado, se não forem devidamente protegidas com óleo.

Cavalcante Filho (2010) ressalta que, em regiões litorâneas, a preocupação com este tipo de ataque deve ser constante, visto que a proximidade com o mar faz com que a

atmosfera contenha íons cloretos. Assim, as partículas de água do mar, contendo sais dissolvidos, quando em suspensão na atmosfera, são arrastadas pelo vento e podem depositar-se nas estruturas.

A ABNT NBR 6118:2014 não se reporta ao teor de cloretos, mas enfatiza que não é permitido utilizar aditivos contendo cloretos, em sua composição, tanto em estruturas de concreto armado quanto em protendido.

2.5.2 Causas Extrínsecas sobre a Estrutura

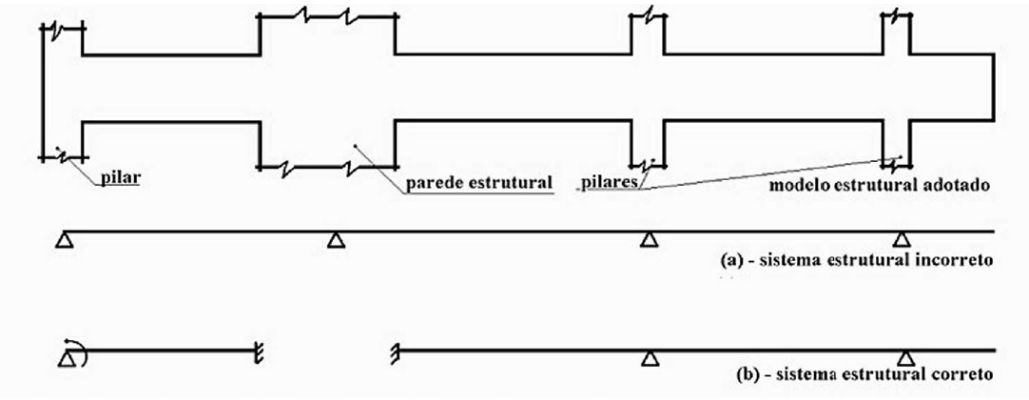
Em projetos estruturais, vários pontos são importantes para o futuro de uma estrutura, cuja não consideração, trará problemas de relativa gravidade.

2.5.2.1 Modelagem Estrutural Inadequada

Deve-se considerar as ações, os materiais, comportamento da estrutura e critérios de segurança. Deve escolher o sistema estrutural que melhor interprete a obra. A ocorrência de patologias podem ter origem de escolhas inadequadas de sistemas estruturais e da incorreta observação das condições de equilíbrio (SOUZA e RIPPER, 1998).

O erro bastante comum é nas condições de engastamento, de lajes e vigas, que causam grande problema em edifícios de grande altura. Em condições de engastamento parcial, deve ser consultado o item 3.2.3 da norma ABNT NBR 6118:2014, para o caso de apoios extremos. O erro, bastante comum, que ocorre é exemplificado na Figura 3, onde é feita a adoção de um sistema estrutural, inadequado, entre viga e uma parede estrutural, causando problema como o surgimento de fissuras na face superior da viga (SOUZA e RIPPER, 1998).

Figura 3 - Esquema simplificado do modelo estrutural incorreto e o correto, adotados no projeto de estruturas de concreto



Fonte: Souza e Ripper (1998)

2.5.2.2 Detalhamento Deficiente

Grande responsável por erros sérios de execução, que podem produzir problemas patológicos graves, influenciando bastante no comprometimento da resistência ou durabilidade da estrutura. Esses erros podem ocorrer por desconhecimento do projetista, que desconhece da inconveniência de determinado detalhe. Desenhos, com escalas inadequadas, podem dificultar a interpretação, pelo ferreiro ou mestre-de-obras, como por exemplo, escalas pequenas demais. O pior erro pode ser provocado por negligencia do projetista, por achar que quem deve resolver as questões de detalhamento é o construtor. Erros comuns, que podem ocorrer, são barras que não cabem na forma ou, até mesmo, a ausência das mesmas.

Segundo Souza e Ripper (1998), deve-se prever a questão da necessidade do espaçamento adequado, à vibração do concreto entre as armaduras, utilizando as lajes, adjacentes às vigas, para consideração do cálculo de vigas "T" fazendo com que as barras da viga possam ficar dispostas, também, na laje, melhorando o espaçamento para possibilitar o correto adensamento do concreto.

2.6 Deterioração das Estruturas por Processos Físicos

A maioria dos casos poderiam ser facilmente evitados pela escolha adequada dos tipos de material, e da metodologia de construção, através da elaboração de um projeto executivo bem projetado e detalhado, e por um programa de manutenção adequado (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.6.1 Fissuração

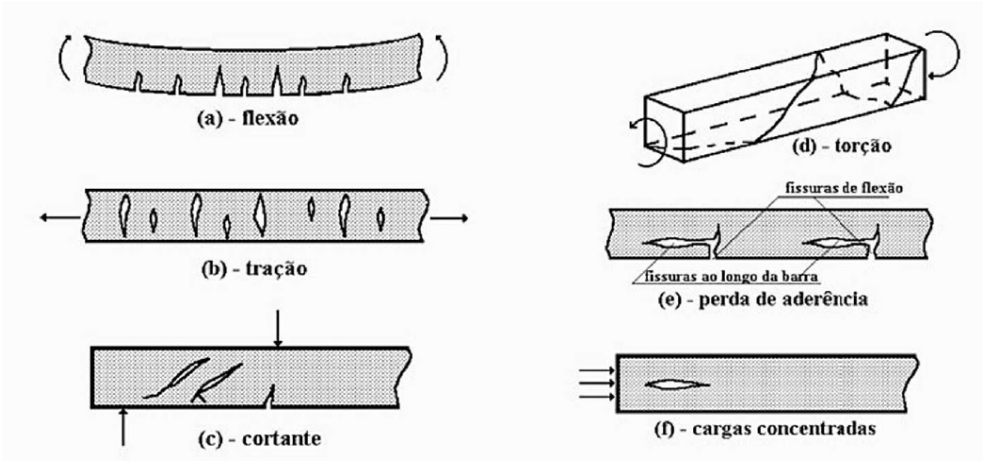
As fissuras são uma manifestação patológica característica das estruturas de concreto, é um dano bastante comum e que denuncia deformações acentuadas, podendo ser percebida por leigos, proprietários e usuários, percebendo que algo anormal está acontecendo.

O primeiro passo a ser tomado em uma estrutura com quadro de fissuramento é o mapeamento e classificação das fissuras, definição da atividade da fissura, se ela é ativa (quando a causa que provocou a fissura ainda atua sobre ela) ou inativa (quando a causa da fissura atua sobre ela por um tempo e depois para de atuar). Depois de ter feito o mapeamento e definido as causas do problema pode-se definir o método de reparo ou recuperação (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.6.1.1 Fissuração devido à Deficiências de Projeto

As fissuras podem assumir diversas configurações, dependendo do tipo de esforço em que estão submetidas as peças estruturais, como está exemplificado na Figura 4 (SOUZA e RIPPER, 1998).

Figura 4 - Esquema de fissuração em função do tipo de esforço, e devido a deficiências de projeto



Fonte: Souza e Ripper (1998)

2.6.1.2 Contração Plástica do Concreto

A fissuração pode ocorrer devido à evaporação, excessivamente rápida, da água que foi utilizada para preparo do material. Ocorre ainda antes da pega do concreto, sendo que a massa se contrai de forma irreversível. É um processo de fissuramento mais comum em superfícies extensas, como lajes e paredes, com fissuras normalmente paralelas entre si, e aproximadamente 45° com os cantos da parede (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.6.1.3 Perda de Aderência das Barras da Armadura

As fissuras, formadas pelo lançamento de concreto, são provocadas pelo efeito de que quando as barras recebem concreto, ficam com um vazio por baixo da barra, o que reduz a aderência entre a barra e o concreto, efeito chamado de “sombra”, se houver um agrupamento de barras muito próximas umas das outras, o fissuramento de uma barra pode se propagar com o da outra, podendo causar perda total da aderência, causando sérios problemas ao elemento estrutural (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.6.1.4 Movimento de Fôrmas e Escoramentos

A fissuração dos elementos estruturais, também, podem resultar de deformações excessivas das fôrmas, após a peça, ter sido concretada. Devido ao peso do concreto, quando a

fôrma não é bem escorada, a peça tem sua geometria alterada, provocando diminuição de sua resistência, devido ao aumento de fissuras. (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.6.1.5 Retração do Concreto

A retração é um movimento natural da massa e é restringido por barras da armadura ou pelas fôrmas, provocando a formação de trincas. Deve-se levar em conta efeitos climáticos, no período da concretagem, como baixa umidade, direção da incidência de ventos, radiação solar, prejudicando o endurecimento do cimento (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.6.1.6 Corrosão de Armaduras

Entende-se, como corrosão, o ataque de natureza eletroquímica, em meio aquoso, e acontece quando há a formação de uma película de eletrólito, causada pela umidade do concreto (SALIBA, 2008).

O processo normalmente, também, ocorre antes mesmo do emprego da barra de aço na estrutura, quando, ainda armazenadas no canteiro, um tipo de corrosão que o engenheiro deve se preocupar (SALIBA, 2008).

O processo de corrosão de uma barra da armadura, se dá de fora para dentro, com a diminuição da seção de aço e perda da capacidade resistente da peça. O processo de corrosão, também, é responsável por (SOUZA e RIPPER, 1998):

- Desagregação de placas de concreto, que envolvem o aço, isso acontece porque o aço ao oxidar, produz uma camada de óxido de ferro hidratado, exercendo uma pressão expansiva no concreto até provocar o desplacamento;
- Fissuração pela própria estrutura, pela evolução do sistema de degradação de concreto, neste caso, os agentes agressivos do meio multiplicam e aceleram a corrosão.

2.7 Obtenção do Diagnóstico

Ao se investigar uma estrutura, é necessário fazer uma vistoria detalhada e cuidadosamente analisada.

Após a adoção das primeiras medidas (emergenciais), é necessário que se faça uma inspeção minuciosa, com observação dos elementos danificados e dos íntegros, dependendo da situação, é necessário o emprego de ensaios de prova de carga, para adquirir dados da resistência residual da estrutura (REIS, 1998).

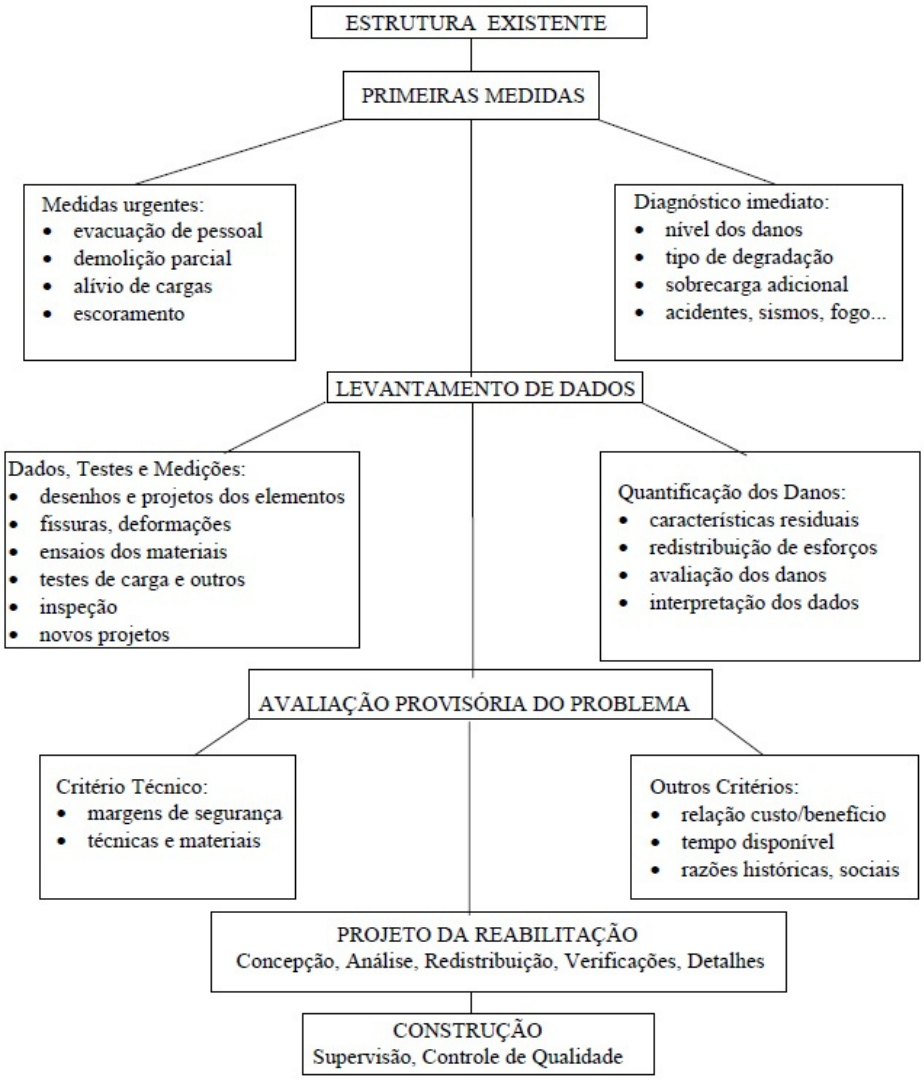
A etapa de levantamento de dados é extremamente delicada, e deve ser feita por engenheiro experiente, na área de patologias das estruturas, para que seja capaz de determinar a necessidade ou não de medidas especiais.

Santos (2012), citando Andrade e Silva (2005), propõe a seguinte metodologia para a avaliação de uma patologia:

- Análise da estrutura / inspeção e vistoria para avaliação do problema: trata-se do contato inicial do profissional com a estrutura, momento em que são levantadas questões relevantes como idade da estrutura, processo construtivo adotado, na época de execução da obra e projeto estrutural (quando possível), características ou disposições geométricas das peças e condições de exposição durante o uso;
- Análise do problema: trata-se da etapa, em que devem ser avaliados todos os parâmetros que possam estar contribuindo para a ocorrência do problema. Inicia-se, a partir, do levantamento dos sintomas encontrados, das eventuais intervenções de reparo já realizadas, dos locais predominantes de ocorrência das patologias e análise do seu processo evolutivo, bem como, da análise histórica dos possíveis materiais e procedimentos executivos comuns na época de construção;
- Definição das ações para investigação: nesta etapa, devem ser definidos os ensaios que podem ser realizados para assegurar um adequado diagnóstico do problema. Deve ser determinada a amostragem, os locais escolhidos como sendo representativos, os tipos de equipamentos, tanto para ensaios destrutivos, quanto para ensaios não destrutivos, etc;
- Diagnóstico das causas prováveis: diante das informações disponíveis, pelas 3 primeiras etapas, busca-se elaborar o diagnóstico de fatores, que podem estar contribuindo para a ocorrência do problema;
- Prognóstico da evolução patológica: nesta etapa, o profissional de patologia das construções pode prever ou estimar as consequências futuras, para a estrutura (e para a edificação), caso a patologia não seja tratada à tempo, isto é, caso continue evoluindo indefinidamente. Pode-se ainda prever até a época, a partir, da qual a estrutura atingirá a sua vida útil de serviço;
- Intervenção: trata-se da última etapa, na qual se define a metodologia para reparar e recuperar a estrutura deteriorada. Para tanto, é preciso conhecer as técnicas (passo-a-passo) a serem empregadas, bem como, os materiais a serem utilizados.

Na Figura 5, de Souza (1990), é apresentado um esquema, resumido, das etapas de um processo de reabilitação. De acordo com essa figura, após a adoção das primeiras medidas, deve-se fazer uma inspeção cuidadosa, observando tanto os elementos danificados, quanto os íntegros e, dependendo da necessidade, podem ser realizadas provas de carga para avaliar as características residuais da estrutura e as causas da degradação.

Figura 5 - Fluxograma demonstrando a metodologia que deve-se seguir para a execução de reparo de uma estrutura



Fonte: Souza. (1990)

2.8 Importância da Inspeção Predial

Recentemente, o Confea vem lutando pela aprovação de um Projeto de lei que institui a inspeção periódica de prédios públicos e privados e criação do laudo de Inspeções Técnicas de Edificações (Lite). O projeto de lei reflete uma preocupação comum e uma exigência da sociedade. A lei, obrigando a prática de inspeções prediais, pode evitar tragédias, como a que ocorreu na Boate Kiss, em Santa Maria (RS), em 2013, desabamento de prédios, em construção, ou mesmo provocados por reformas, que geram impacto geral nas obras, em todo o país.

Sendo uma importante etapa, para a resolução de problemas prediais, a vistoria, em campo, tem a função de coletar todas as informações, necessárias, para o engenheiro tomar decisões, quanto à ordem e à maneira de resolver as patologias e irregularidades da edificação.

O *check-list,* ou listagem de verificações, pode ser uma importante ferramenta, que auxilia na coleta dessas informações. Esse conjunto de informações pode conduzir o profissional à elaborar um, adequado, diagnóstico das causas prováveis para o surgimento do problema, considerada etapa, primeira e fundamental, para a sua reparação. A partir desse diagnóstico, é facultado, à um projetista, determinar o nível de intervenção a ser utilizada na estrutura, desde um simples reparo ou conserto localizado, até a necessidade de demolição e reconstrução da estrutura (ANDRADE e SILVA, 2005).

2.9 Conceito de *Check-list*

Check-list, ou listagem de verificações, é um documento, onde são feitas as análises e anotações da vistoria, composto por um cabeçalho, onde se coloca os dados, e as linhas de dados, onde são preenchidas as informações coletadas na vistoria, podendo anexar fotos e documentos.

Segundo Gomide (2006), o *check-list* é o documento básico do inspetor predial, com ele é possível fazer todas as anotações das detecções em campo.

A norma de inspeção predial IBAPE/SP (2009), adota em seu critério, a análise de risco mediante o uso e exposições ambientais, classificando as anomalias detectadas nos vários componentes da edificação, grau de urgência, fatores de conservação, depreciação, saúde, segurança, e funcionalidade dos sistemas de edificação.

Quando se faz uma vistoria em uma edificação com diversos problemas patológicos, é preciso determinar quais destes devem ser resolvidos, primeiramente, ou seja, que tem prioridade. Para isso é preciso levar, em conta, fatores como:

- Tipo de risco que a não correção de determinada patologia, pode vir a provocar contra bem humanos ou materiais;
- Tendência de evolução da patologia, ou seja se ela é progressiva no tempo.

2.10 Estudo das Técnicas de Reforço

Sendo o foco deste trabalho, o estudo da resolução de problemas de elementos estruturais, que, geralmente, são associados à perda de capacidade resistiva de estruturas, e o emprego de reforço estrutural, sendo o método a ser aplicado na recuperação dessas anomalias, é apresentado um comparativo, reunindo as principais técnicas empregadas para reforços e correções de patologias em estruturas. O comparativo tem, como objetivo, destacar as principais vantagens e desvantagens de cada tipo de solução.

2.10.1 Chapas Metálicas

Quando se trata de reforço de vigas ou lajes de concreto armado, as chapas metálicas são, normalmente, mais utilizadas. No caso das vigas, esse método pode ser empregado para corrigir deficiências, relacionadas à flexão, cortante e/ou deformação excessiva. E no caso das lajes, correção relacionadas à flexão e/ou deformação. As características do método são apresentadas, a seguir.

Vantagens:

- Permite melhoria significativa na capacidade resistente da peça (até 50%)
- Manutenção da seção geométrica do elemento original. Como as chapas tem espessuras pequenas, em relação às dimensões das peças recuperadas, não causam grande alteração em suas seções;
- Intervenções sem interrupção do uso da estrutura. Como durante a execução do reparo, o método não causa impactos negativos na resistência da peça, e não exige grande espera por cura do material, ela pode continuar suportando as cargas;
- Rapidez de execução. Pouco tempo depois das chapas serem aplicadas, já estão prontas para funcionar;
- Evita demolição. As chapas são fixadas nas faces da peça, sem qualquer redução nos elementos reparados;

- Estados limites de Serviço. Controle da deformação e vibração das peças;
- Controle de fissuração;
- Reposição do monolitismo (eliminação das fissuras por injeção);
- Ausência de ruído excessivo ou pó, durante a execução.

Desvantagens:

- Sensibilidade aos agentes atmosféricos. Como as chapas são fixadas na parte externa da peça, há uma maior exposição, aos agentes agressivos, exigindo uma manutenção mais frequente;
- Corrosão das chapas (umidade/sais);
- Deterioração da cola (temperatura). No caso de um incêndio ou se a área reparada sofrer insolação com forte intensidade, o reforço, por chapas metálicas, poderá se desprender da peça;
- Possibilidade de deslocamento da extremidade da chapa, gerando perda de aderência.

2.10.2 Compósito de Fibra de Carbono

A fibra de carbono, bem como fibra de vidro, foram praticamente os primeiros reforços utilizados para aumentar a resistência e rigidez de materiais compósitos leves, muito utilizados nas indústrias automobilística e aeronáutica (LEBRÃO, 2008). No início dos anos 90, os japoneses começaram a usar esse material para reforçar edificações submetidas à abalos sísmicos, depois disso, o reforço começou, cada vez mais, a ser utilizado em obras de construção civil (SARAIVA et al, 2013). O reforço com compósitos de fibra de carbono possui características semelhantes às encontradas em sistemas de reforços realizados com chapas de aço, bem como, a enorme variedade de casos em que podem ser empregados. Desde o próprio reforço à flexão ou cortante de vigas, como reforço em pilares com problemas de confinamento do concreto.

Vantagens:

- Alta resistência mecânica, na direção das fibras;
- Boa capacidade de deformação;
- Rapidez e facilidade de aplicação, sem necessidade de interromper o uso da estrutura;
- Praticamente, não causa alteração nas dimensões da peça reforçada;
- Baixo peso específico do sistema de reforço, (vantagem em relação as chapas metálicas);

- Maleabilidade e o comprimento oferecido por certos tipos de compósito de fibra de carbono;
- Sua forma, em tecido, permite execução em locais complexos, onde seria impossível utilizar chapa metálica;
- Resistencia à corrosão, não exigindo a mesma frequência de manutenção das chapas metálicas.

Desvantagens:

- Redução da ductilidade dos elementos reforçados, já que o compósito apresenta um comportamento linear-elástico;
- Incompatibilidade com superfícies irregulares;
- Baixa resistência ao fogo e a radiação solar;
- Alto custo, em comparação com os outros métodos.

2.10.3 Reforço por Protensão Externa

Desde 1950, o método de protensão externa vem sendo utilizado no reforço de vigas de pontes de diversos tipos (ALMEIDA, 2001). O aumento da rigidez, gerado pela redução da fissuração da peça protendida, contribui para a diminuição da flecha, da vibração, diminuindo, também, o processo de fadiga. O grande diferencial do reforço por protensão, é que ele é de caráter ativo, ou seja, a peça não precisa deformar para que o reforço comece a contribuir na resistência.

Vantagens:

- O reforço é ativo, isto é, funciona mesmo para as cargas já instaladas;
- O equipamento utilizado é leve e de fácil operação;
- Aumenta a resistência à flexão (vigas) e esforço cortante sem aumentar consideravelmente o peso próprio da peça;
- O elemento, a ser reforçado, não necessita ser descarregado;
- Os cabos podem ser, facilmente, inspecionados, re-protendidos ou substituídos;
- Reduz a deformação e a fissuração;
- No caso de lajes, reduz os esforços de flexão e de puncionamento, por transferência de uma parte das cargas, diretamente para os apoios.

Desvantagens:

- Necessidade de avaliação do estado de tensões, para que o acréscimo de força normal no concreto não venha a provocar sua ruptura;
- Sucessibilidade à corrosão dos cabos, à ação de fogo, impacto e, até mesmo, vandalismo;
- Concentração de tensões nos desviadores;
- Perda da ductilidade da peça, devido ao aumento da resistência da mesma, fazendo com que, no caso de colapso da mesma, este seja de maneira frágil.

2.10.4 Encamisamento de Peças Estruturais

É um tipo de reforço bastante empregado no Brasil, devido à sua praticidade de aplicação e vantagens econômicas. Esse método consiste em reforçar a estrutura, aumentando a sua seção, com uso de materiais comuns da própria construção civil, com a adição de concreto e aço. Em geral, as peças que podem ser reforçadas com esse método, são pilares e vigas.

Vantagens:

- Baixo custo, já que usa materiais comuns da construção civil;
- Facilidade de execução.

Desvantagens:

- Aumento da seção do elemento estrutural, interferindo diretamente na arquitetura da edificação;
- Dificuldade de aderência entre o reforço e a peça danificada, ou seja, na junção do concreto novo ao velho;
- Exige um tempo de espera para o reforço atingir sua resistência, para liberação das ações na peça reforçada;
- Necessita de fôrmas que, geralmente, tornam a concretagem complicada.

Uma alternativa para melhorar a aderência entre o concreto antigo e o novo seria o uso de adesivos epoxídicos na interface dos dois materiais (PIANCASTELLI, 2005). Segundo Araldi (2013), uma outra solução para esse problema, seria a adição de pinos entre as interfaces para contribuir na resistência ao cisalhamento, dando, à peça recuperada, um melhor comportamento monolítico, que é o desejável.

2.11 Projeto de reforço de uma viga com perda da capacidade portante

No caso das vigas de concreto armado, como visto anteriormente, podem ser reforçadas por encamisamento de concreto, chapas metálicas coladas ou pelo uso de compósitos de fibra de carbono.

Para o caso de vigas que apresentam corrosão da armadura e destacamento do concreto de cobrimento, o encamisamento, com adição de armaduras de complementação, é mais conveniente, pois, além de reforçar, substitui o concreto danificado.

Como foi visto, no comparativo das técnicas de reforço, esta é uma solução de baixo custo e de fácil execução, não exigindo mão-de-obra muito especializada.

Quanto ao cálculo de reforços, a norma de projeto de estruturas de concreto armado, ABNT NBR 6118:2014, não faz qualquer menção à eles. Segundo Piancastelli (2005), os projetos de reforço são baseados na experiência do engenheiro projetista, que muitas vezes, adapta preconizações daquela norma, ou utiliza pontos isolados de normas de outros países, atentando para o fato de não existirem normas de reforços, tão abrangentes como as de estruturas novas.

2.11.1 Caracterização da Viga a ser Reforçada

Para se dar início ao projeto de reforço da uma viga, algumas informações precisam ser coletadas, como: as dimensões, e configuração estrutural da peça através de um "*as built*" (desenho esquemático, de como é a viga, *in loco*), características dos materiais da estrutura original (fck do concreto, tipo de aço), porcentagem aproximada da perda de seção transversal de aço (corrosão).

2.11.2 Determinação das cargas que solicitam a viga

Os carregamentos permanentes são determinados através dos volumes do elementos, obtidos pelas dimensões dos mesmos, e do peso específico de cada material, obtido na tabela 1 da ABNT NBR 6120:1980, como mostrado na Equação 1.

$$F_{gk} = V_{material} \cdot \gamma_{material} \tag{1}$$

Onde:

F_{gk} = carregamento permanente;

$V_{material}$ = volume dos materiais sustentados pela viga;

$\gamma_{material}$ = peso específico dos materiais.

Os carregamentos variáveis F_{qk}, para o caso de uso residencial, segundo a tabela 2 da ABNT NBR 6120:1980, são 1.5 kN/m². Esse carregamento deve ser considerado na superfície das lajes que apoiam na viga. As reações dessas lajes, devido ao carregamento variável, é que são consideradas na viga.

2.11.3 Critério de segurança

Embora haja dificuldade, em se encontrar regras que auxiliem no dimensionamento de intervenções de reforço, com a falta de normas específicas sobre o assunto, é necessário a adoção de alguns coeficientes de segurança que considerem incertezas, em relação as informações obtidas na coleta dos dados, na consideração das características residuais da peça e materiais usados na reabilitação.

Pelo fato de não existirem normas brasileiras, sobre o tema, podem-se adotar recomendações do CEB (2010). Este recomenda, que quando houver incertezas, sobre o modelo de análise e/ou sobre materiais da peça, adota-se um segundo coeficiente de segurança, como mostra a Equação 2.

$$S_d = \gamma_{Sd} \cdot \left(\gamma_f \, . S_k\right) < \; R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right) \tag{2}$$

Onde:

S_d = solicitação de cálculo dos esforços atuantes na estrutura original;

γ_{Sd} = coeficiente parcial de segurança que considera as incertezas do modelo de análise previsto;

γ_f, γ_m = coeficientes de segurança relativos às ações e as características resistentes dos materiais, respectivamente (coeficientes de segurança, de acordo com o modelo ABNT NBR 6118:2014);

S_k = valor das solicitações características a serem consideradas no projeto;

R_d = resistência de cálculo atuante na estrutura;

γ_{Rd} = coeficiente parcial de segurança que considera as incertezas quanto ao modelo de resistência/rigidez previsto;

f_k = valor característico das resistências dos materiais, considerados.

Segundo Souza (1990), o coeficiente parcial γ_{Sd} pode ser estimado em:

- $\gamma_{Sd} = 1{,}1$ para esforços de ações normais;
- $\gamma_{Sd} = 1{,}2$ para esforços de ações acidentais.

O coeficiente γ_{Rd} que estima as características mecânicas da peça reabilitada, pode ser determinado pela Equação 3.

$$\gamma_{Rd} = \frac{1}{\gamma_n} \tag{3}$$

Onde:

γ_n = segundo Souza (1990), para o dimensionamento do reforço de vigas, à flexão, com adição de armaduras e encamisamento, pode utilizar $\gamma_{n,M} = 0{,}80$. E para o dimensionamento das armaduras de esforço cortante, pelo mesmo método, pode adotar $\gamma_{n,V} = 0{,}80$.

2.11.4 Combinação de cálculo adotada

Para a determinação dos esforços a serem utilizados no projeto, considera-se a combinação normal de cargas como é descrito na ABNT NBR 6118:2014, para o uso residencial. A combinação dos esforços de cálculo é feita de acordo com a Equação 2, utilizando os coeficientes de segurança da Tabela 1.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{qk} \tag{4}$$

Onde:

F_d = carregamento de cálculo, à ser considerado na viga;

γ_g = coeficiente de majoração de cálculo, para cargas permanentes;

γ_g = coeficiente de majoração de cálculo, para cargas variáveis;

F_{gk} = carregamento permanente;

F_{gk} = carregamento variável.

Tabela 1 – Coeficientes redutores de cálculo da NBR 6118

Combinações de ações	Ações			
	Permanentes (g)		Variáveis (q)	
	D	F	G	T
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0

onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a Temperatura.

Fonte: adaptado, ABNT (2014)

A fim de atender ao critério de segurança, adotado para reforços, o resultado da Equação 4 deve substituir $\gamma_f \, . S_k$ na Equação 2, sendo o valor a ser utilizado diretamente no projeto, apresentado na Equação 5.

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot F_d \tag{5}$$

2.11.5 Cálculo da armadura de reforço à flexão

O cálculo de reforço, por encamisamento de concreto, se baseia em fundamentos semelhantes aos utilizados no dimensionamento de vigas novas de concreto armado. A diferença é que o elemento já existe, e mesmo que esteja danificado, ainda apresenta uma certa resistência, que será complementada pelo reforço.

O projeto de reforço à flexão consiste, basicamente, em determinar a área da armadura complementar, destinada à resistir aos esforços necessários, para que elemento recupere sua capacidade de resistência.

O cálculo, utilizado para o projeto, partiu de uma adaptação do método, proposto por Campagnolo et al (1995), que desenvolveu um trabalho na Universidade do Rio Grande do Sul, propondo equações para o cálculo de reforços com chapas metálicas. O dimensionamento de reforço, em chapas metálicas, consiste em determinar a área da seção transversal da chapa, considerando que a mesma está em perfeita aderência com o concreto. Levando em consideração que o aço, utilizado no encamisamento, também, está aderido ao concreto e que o concreto novo, junto ao antigo, tem funcionamento monolítico, leva a crer que o funcionamento é, praticamente, idêntico ao de chapas metálicas. Dessa forma, o método de

Campagnolo, também pode ser usado para determinar a área da armadura de reforço, à flexão, por encamisamento de concreto.

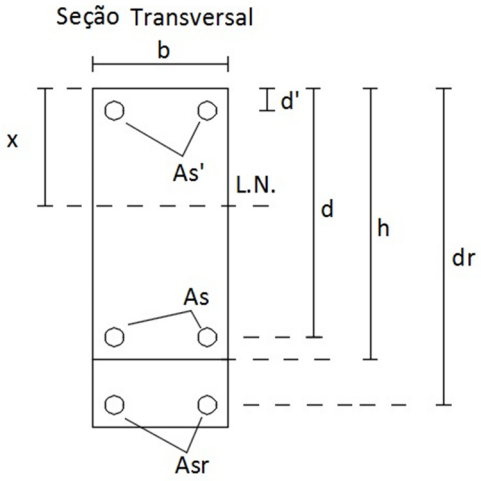
Diferentemente dos métodos convencionais de dimensionamento de estruturas de concreto armado, o método de Campagnolo dimensiona a peça para o domínio 2, ao invés, do domínio 3, onde o concreto inicia seu processo de plastificação. O método não admite considerações, no domínio de plasticidade, pois, levariam à erros como a consideração de tensões nas barras de aço, que mesmo em condições de serviço, estivessem acima dos limites elásticos.

As hipóteses básicas, adotadas, são as mesmas do dimensionamento de vigas novas:

- Os materiais são, linearmente, elásticos;
- É válida a teoria de Bernoulli, as seções permanecem planas após a deformação;
- O concreto não tem resistência à tração;
- Aderência perfeita, entre o concreto e o aço.

O desenho esquemático, apresentado na Figura 6, mostra a configuração, genérica, da seção transversal de uma viga reforçada à flexão, adotada no dimensionamento.

Figura 6 – Desenho esquemático mostrando a seção transversal, genérica, considerada para o dimensionamento do reforço



Fonte: Autor (2014)

A tensão no aço da armadura de reforço é representada pela Equação 6.

$$\sigma_{sr} = \frac{E_{sr}}{E_c} \cdot \frac{M}{I_x} (d_r - x) \quad (6)$$

Onde:

σ_{sr} = tensão na armadura de reforço;

E_{sr}= módulo de elasticidade da armadura de reforço;

E_c = módulo de elasticidade do concreto antigo;

M = momento solicitante da viga;

I_x = inercia da viga em relação a linha neutra (Equação 8);

d_r = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura de reforço;

x = distância entre a face mais comprimida e a posição da linha neutra (Equação 9).

Igualando a tensão na armadura de reforço, da Equação 6, à tensão de escoamento de cálculo do aço, e reajustando a equação. O momento resistente da viga, após o reforço, pode ser determinado pela Equação 7.

$$M_{Rd} = \frac{E_c}{E_{sr}} . \frac{f_{ydr} . I_x}{(d_r - x)} \quad (7)$$

Onde:

M_{Rd} = momento resistente de cálculo da viga;

$f_{ydr} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} . \frac{f_{yr}}{\gamma_s}$ = tensão de escoamento de cálculo do aço utilizado no reforço, determinado pela tensão de escoamento dividido pelo coeficiente redutor de cálculo para o aço $\gamma_s = 1.15$, seguindo o modelo ABNT NBR 6118:2014, e novamente divido, pelo coeficiente parcial de segurança, como é apresentado no item 2.9.3, deste trabalho;

Para determinar a inércia da viga I_x

$$I_x = b . \frac{x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} . A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} . A'_s (d' - x)^2 + \frac{E_{sr}}{E_c} . A_{sr} (d_r - x)^2 \quad (8)$$

Onde:

I_x = inercia da viga em relação a linha neutra;

b = largura da seção de concreto;

x = distância entre a face mais comprimida e a posição da linha neutra;

E_s= módulo de elasticidade das armaduras residuais da viga;

E_c = módulo de elasticidade do concreto antigo;

A_s= área da armadura residual tracionada;

d = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de tração;

A'_s= área da armadura residual comprimida;

d' = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de compressão;

E_{sr}= módulo de elasticidade da armadura de reforço;

A_{sr}= área da armadura de reforço;

d_r = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura de reforço.

A posição da linha neutra é representada pela Equação 9.

$$x = \frac{-[(A_s+A'_s).E_s+A_{sr}.E_{sr}]+\sqrt{[(A_s+A'_s).E_s+A_{sr}.E_{sr}]^2+2.E_c.b.[E_s.(A_s.d-A'_s.d')+E_{sr}.A_{sr}.d_r]}}{E_c.b} \quad (9)$$

Onde:

x = distância entre a face mais comprimida e a posição da linha neutra (Equação 9);

A_s= área da armadura residual tracionada;

A'_s= área da armadura residual comprimida;

E_s= módulo de elasticidade das armaduras residuais da viga;

A_{sr}= área da armadura de reforço;

E_{sr}= módulo de elasticidade da armadura de reforço;

E_c = módulo de elasticidade do concreto antigo;

b = largura da seção de concreto;

d = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de tração;

d' = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de compressão;

d_r = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura de reforço.

Campagnolo et al (1995) sugere que para encontrar a área de aço do reforço, deve-se substituir as Equações 9 e 8 na 7. Porém, a substituição, dessas equações, implicaria em uma equação ainda maior e bem mais complicada de isolar o termo, que representa a área de reforço A_{sr}.

A determinação da área da armadura de reforço deve ser obtida por “tentativa e erro”, onde são adotadas áreas de armadura de reforço, e aumentando a seção até que o momento

resistente de cálculo seja igual ou superior ao momento solicitante de cálculo da viga, atendendo à condição de segurança, imposta pela Equação 10.

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \tag{10}$$

Onde:

M_{Rd} = momento resistente de cálculo;

M_{Sd}= momento solicitante de cálculo.

2.11.6 Cálculo da armadura de reforço à esforço cortante

Segundo Van Gamert et al (1987), os estribos de reforço podem ser calculados, da mesma forma, que os estribos de uma estrutura nova, considerando o funcionamento, baseado na treliça de Mörsch, sendo assim o dimensionamento pode ser feito, inteiramente, com base no modelo ABNT NBR 6118:2014.

O item 17.4.1, da referida norma, admite dois modelos de cálculo, baseados na treliça de Mörsch. Para o dimensionamento dos estribos de reforço, foi adotado o modelo de cálculo I, item 17.4.2.2, que admite:

- Bielas de compressão, com inclinação 45°;
- Vc constante, independente de Vsd, onde Vc é a parcela de força cortante absorvida pelo concreto, na seção sem armadura transversal e Vsd é a força cortante de cálculo na seção.

Para que as bielas de compressão resistam é necessário que a condição apresentada na Equação 11 seja satisfeita:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \tag{11}$$

Onde:

V_{Sd} = esforço cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} = esforço cortante resistente de cálculo, relativo a ruína da biela, no modelo I.

V_{Rd2} é obtido pela Equação 12:

$$V_{Rd2} = 0{,}27 \,.\, \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \,.\, b \cdot d \quad (12)$$

Onde:

$\alpha_{V2} = 1 - f_{ck}/250$ para f_{ck} em MPa;

$f_{cd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} . \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ = resistência de cálculo do concreto, da estrutura original, determinado pela resistência característica, dividida pelo coeficiente redutor de cálculo para o concreto $\gamma_c = 1.4$, seguindo o modelo ABNT NBR 6118:2014, e novamente divido, pelo coeficiente parcial de segurança, como é apresentado no item 2.9.3, deste trabalho;

b = largura da seção de concreto;

d = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de tração.

Além da verificação da compressão na biela, deve ser satisfeita a condição da Equação 13:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{Sw} \quad (13)$$

Onde:

V_{Sd} = esforço cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd3} = esforço cortante resistente de cálculo, relativo a ruína por tração diagonal;

V_c = é a parcela de força cortante, absorvida pelo concreto, na seção sem armadura transversal;

V_{Sw} = parcela de força absorvida pela armadura transversal.

Para o cálculo da armadura transversal considera-se $V_{Rd3} = V_{Sd}$, Resultando na Equação 14.

$$V_{Sw} = V_{Sd} - V_c \quad (14)$$

A norma ABNT NBR 6118:2014, no item 17.4.1.2.1, para o caso de armadura transversal junto ao apoio, prescreve que:

- Para carga distribuída $V_{Sd} = V_{Sd,d/2}$, igual ao cortante distante d/2 da face de apoio;
- A parcela da força cortante, devido a uma carga concentrada, aplicada $a < 2d$ ao eixo teórico do apoio pode ser reduzida multiplicando-a por $a/(2d)$.

Neste caso, por se tratar de um reforço, preferiu-se não reduzir o cortante de cálculo, como permite a norma, considerando $V_{Sd} = V_{Sd,eixo}$, o que se torna à favor da segurança.

O cálculo de V_c, para o modelo I, de acordo com o item 17.4.2.2.b da ABNT NBR 6118:2014, é dado pela Equação 15.

$$V_c = 0{,}6 \, . \, f_{ctd} \, . \, b \cdot d \tag{15}$$

Onde:

$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/(\gamma_{Rd} \cdot \gamma_c)$ para $f_{ctk,inf} = 0{,}7 \, . f_{ct,m} = 0{,}7 \, . 0{,}3 \, . \, f_{ck}{}^{2/3} = 0{,}21 \, . f_{ck}{}^{2/3}$ e f_{ck} em MPa;

b = largura da seção de concreto;

d = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de tração.

Para calcular a armadura transversal, de acordo com o modelo I, utiliza-se a Equação 16.

$$V_{Sw} = \frac{A_{Sw}}{s} \, . 0{,}9 \, . d \, . \, f_{ywd} \, . (\sin\alpha + \cos\alpha) \tag{16}$$

Onde:

A_{Sw} = é a área de todos os ramos da armadura transversal;

s = é o espaçamento da armadura transversal, na direção longitudinal da viga;

f_{ywd} = é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal;

α = é o ângulo de inclinação da armadura transversal ($45° \leq \alpha \leq 90°$), em geral, são adotados estribos verticais ($\alpha = 90°$).

Sendo o interesse em determinar a área da armadura transversal por comprimento linear de viga, de acordo com a Equação 17.

$$a_{Sw} = \frac{A_{Sw}}{s} \tag{17}$$

Onde:

a_{Sw} = é a área de todos os ramos da armadura transversal por unidade de comprimento de viga;

A_{Sw} = é a área de todos os ramos da armadura transversal;

s = é o espaçamento da armadura transversal, na direção longitudinal da viga.

Unindo as Equações 16 e 17, tem-se a Equação 18:

$$a_{Sw} = \frac{V_{Sw}}{0{,}9\ .d\ .\ f_{ywd}} \tag{18}$$

Para se determinar a armadura transversal mínima, segundo o item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118:2014, considera a taxa geométrica de armadura, de acordo com a Equação 19.

$$\rho_{Sw} = \frac{A_{Sw}}{b\ .\ s\ .\ \sin\alpha} \geq 0{,}2\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \tag{19}$$

Onde:

ρ_{Sw} = é a taxa geométrica de armadura;

A_{Sw} = é a área de todos os ramos da armadura transversal;

b = largura da seção de concreto;

s = é o espaçamento da armadura transversal, na direção longitudinal da viga;

α = é o ângulo de inclinação da armadura;

$f_{ct,m} = 0{,}3\ .\ f_{ck}{}^{2/3}$ com f_{ck} em MPa;

f_{ywk} = é a tensão de escoamento característica da armadura transversal.

Considerando que $\rho_{Sw,mín} = 0{,}2\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$, estribo vertical ($\alpha = 90°$) e manipulando a Equação 19, tem-se a área de armadura transversal mínima $a_{Sw,mín}$, na Equação 20:

$$a_{Sw,mín} = \frac{A_{Sw,mín}}{s} = 0{,}2\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}.b \tag{20}$$

A força cortante, relativa a taxa mínima de armadura, $V_{Sd,mín}$ é dada pela Equação 21:

$$V_{Sd,mín} = V_{Sw,mín} + V_c \tag{21}$$

Onde:

$V_{Sd,mín}$ = esforço cortante de cálculo, relativo à taxa mínima de armadura transversal;

$V_{Sw,mín}$= esforço cortante, resistido por armadura transversal mínima;

V_c = é a parcela de força cortante absorvida pelo concreto, na seção sem armadura transversal;

O esforço cortante, resistido pela armadura transversal mínima, é dado pela Equação 22.

$$V_{Sw,mín} = 0{,}2\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}.0{,}9.b.d.f_{ywd} \quad (22)$$

Onde:

$f_{ct,m} = 0{,}3\ .\ {f_{ck}}^{2/3}$ com f_{ck} em MPa;

f_{ywk} = é a tensão de escoamento característica da armadura transversal;

b = largura da seção de concreto;

d = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de tração;

f_{ywd} = é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal.

Como, no caso de vigas, o esforço cortante diminui, à medida que a seção se distancia do apoio e se aproxima do centro do vão, onde o cortante for menor ou igual ao esforço cortante, relativo à taxa de armadura mínima, pode-se usar a armadura transversal mínima, ao invés, de utilizar a armadura transversal de esforço cortante máximo, em toda a viga. A adoção dessa configuração permite se economizar no consumo de aço do reforço.

Quanto ao detalhamento dos estribos, a ABNT NBR 6118:2014, no item 18.3.3.2, faz algumas premissas.

- O diâmetro do estribo deve estar no intervalo de 5mm a b/10, sendo b a largura da seção da viga;
- Quando a barra for lisa, o diâmetro máximo é 12mm;
- No caso de estribos por telas soldadas, admite-se diâmetro de 4.2mm, desde que sejam tomadas precauções contra a corrosão da armadura;
- Espaçamento mínimo entre os estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento.
- Para evitar ruptura por cisalhamento, nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:
    - $V_{Sd} \leq 0{,}67.V_{Rd2} \longrightarrow s_{máx} = 0{,}6.d \leq 30cm;$

- $V_{Sd} > 0{,}67.V_{Rd2} \longrightarrow s_{máx} = 0{,}3.d \leq 20cm.$

Onde:

f_{ywk} = é a tensão de escoamento característica da armadura transversal;

b = largura da seção de concreto;

d = distância entre a face mais comprimida e o centroide da armadura residual de tração;

f_{ywd} = é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal.

- O número de ramos dos estribos deve ser determinado, em função do espaçamento transversal máximo, entre os ramos sucessivos dos estribos, atendendo as seguintes condições:
  - $V_{Sd} \leq 0{,}20.V_{Rd2} \longrightarrow s_{t,máx} = d \leq 80cm;$
  - $V_{Sd} > 0{,}20.V_{Rd2} \longrightarrow s_{t,máx} = 0{,}6.d \leq 35cm.$

Onde:

f_{ywk} = é a tensão de escoamento característica da armadura transversal;

b = largura da seção de concreto.

No caso da ancoragem dos estribos, a ABNT NBR 6118:2014, no item 18.3.3, fala que os estribos devem ser fechados em um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta, ou seja, envolvendo as armaduras longitudinais de compressão. Porém, em casos de vigas com laje adjacente existente, onde, seria necessário perfurar a laje, para a passagem dos estribos, o que resultaria em uma execução complicada. Piancastelli (2005) cita que vários experimentos mostram não ser necessário que o estribo envolva toda a viga, podendo a adição dos estribos ser feita próximo da face inferior da laje.

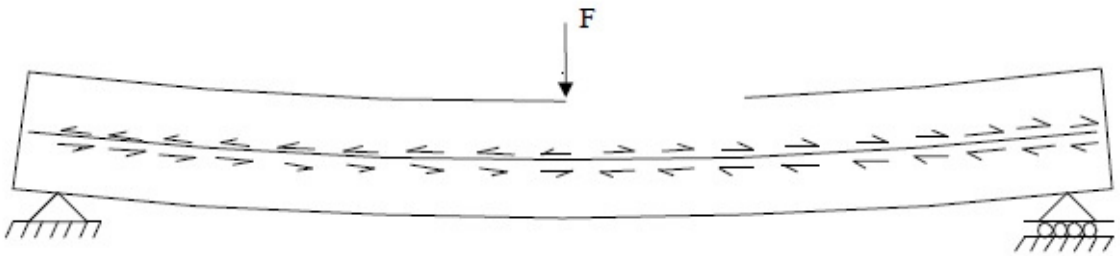
2.11.7 Verificação da aderência entre o concreto original e o de reforço

Sabendo-se que o sucesso da intervenção de reforço é totalmente dependente do funcionamento monolítico, entre o concreto original e o novo, ou seja, que não haja escorregamento entre eles, é importante garantir um boa aderência entre eles. Sendo muito utilizado apicoamento da superfície do concreto original, e utilização de pinos metálicos.

2.11.7.1 Mecanismo de aderência

A transferência de esforços, gerada na junta, entre os concretos com idades diferentes, depende, basicamente, da aderência entre os mesmos. Quando as tensões de cisalhamento são transferidas, ao longo da junta, são desenvolvidas tensões, em sentido contrário, que tendem a se equilibrar com as ações. Essas tensões tendem a gerar o deslizamento entre os concretos, como exemplifica a Figura 7.

Figura 7 – Transferência de tensões de cisalhamento na interface entre dois materiais, em vigas compostas

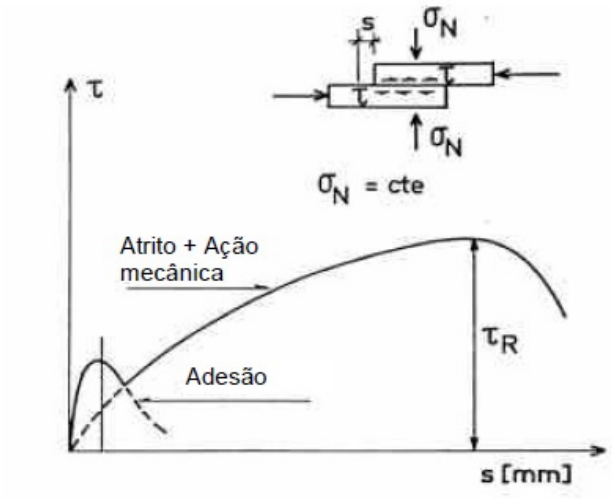


Fonte: Araújo (1997)

Além dos esforços de cisalhamento, na junção, ainda pode-se considerar um parcela, correspondente, de tensões geradas, devido a deformações diferenciais entre os concretos, como retração, fluência, temperatura e módulos de elasticidade diferentes (REIS, 1998).

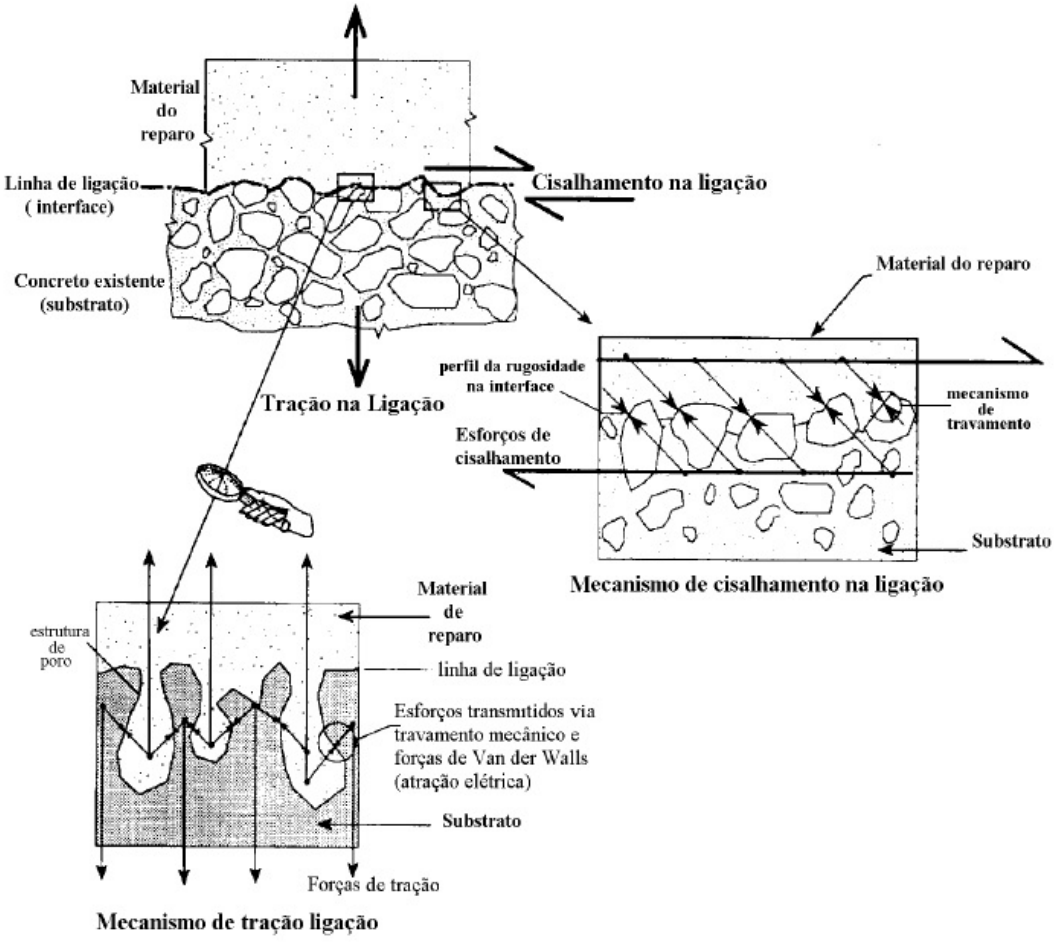
O funcionamento da transferência de esforços, entre as superfícies de concretos diferentes, se dá de forma muito semelhante à aderência entre barras de aço e concreto, sendo dividida em três parcelas: adesão, atrito e ação mecânica. A Figura 8, extraída de Souza (1990), apresenta as tensões de aderência em função dos deslocamentos entre os concretos, e a Figura 9, extraída de Pereira (1997), ilustra o mecanismo de ligação entre os materiais.

Figura 8 – Transferência de tensões da interface entre concreto novo e velho



Fonte: Souza (1990)

Figura 9 – Mecanismo natural de ligação entre o concreto novo e antigo

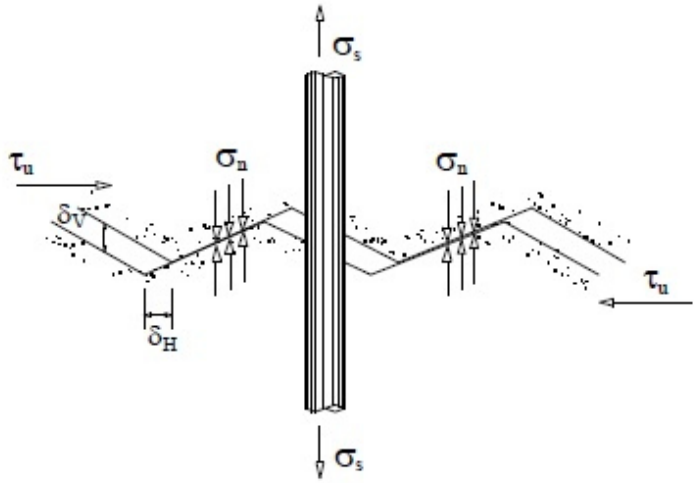


Fonte: Pereira (1997)

A adesão, entre os concretos, ocorre por intertravamento mecânico, devida à absorção capilar, onde as partículas de concreto novo são, gradualmente confinadas, nos poros do concreto velho. A resistência por adesão tem uma contribuição muito pequena, pois ela é destruída, no caso de pequenos deslocamentos, como foi mostrado na Figura 8.

A transferência por atrito, se dá quando ocorrem pequenos deslocamentos, e a interface, já não resiste mais por adesão, desde que existam tensões normais à junta, essa tensão pode ser causada por armaduras perpendiculares à junção, como é o caso dos estribos, Reis (1998) chama isso de “efeito de costura”. A transferência, por atrito, tem uma grande importância na contribuição da distribuição dos esforços de cisalhamento, entre as partes em contato. A Figura 10 ilustra o funcionamento de intertravamento por atrito.

Figura 10 – Transferência de tensões de cisalhamento, devido ao atrito, na interface entre dois materiais



Fonte: Araújo (1997)

A transferência, através de ação mecânica, corresponde a uma espécie de encaixe entre os materiais, ocorre, geralmente, em função da rugosidade da superfície, garantida pelos agregados graúdos atravessando a interface. Após o aumento das tensões de cisalhamento, surgem fissuras na interface, com isso, a parcela de adesão deixa de existir e a transferência de esforços passa a ser por atrito e por ação mecânica.

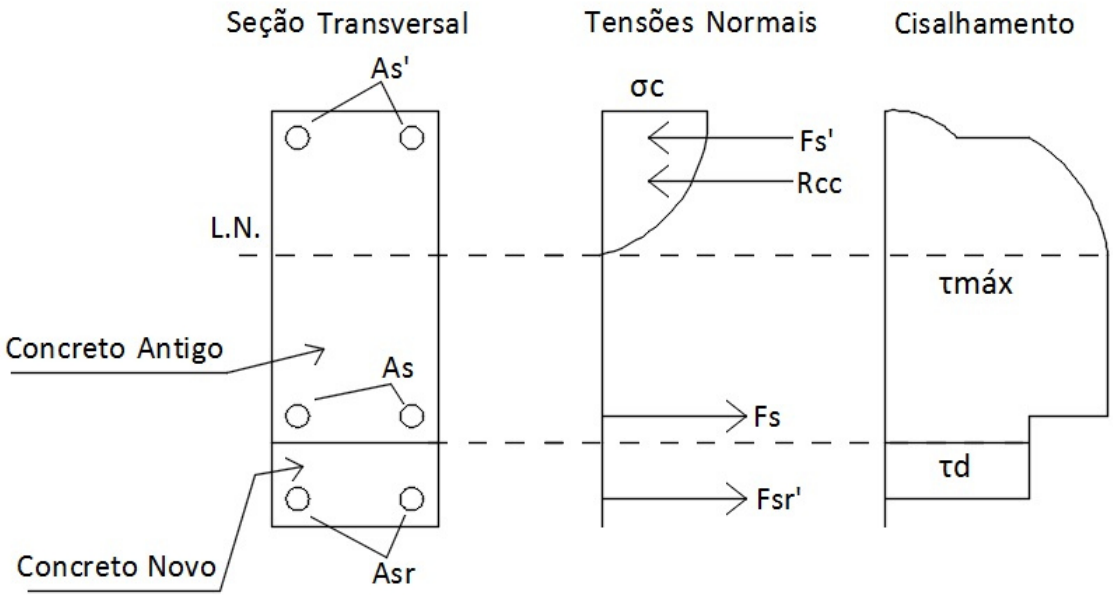
A transferência de esforços, também, pode ser melhorada com o uso de armaduras, conhecida como transferência de pino, que surge quando os concretos deslizam, e esse movimento tenta cisalhar as armaduras, que produzem uma resistência ao corte.

2.11.7.2 Cálculo da tensão de cisalhamento

O dimensionamento das regiões de interface, entre do concreto original e do de reforço, consiste em determinar a tensão de cisalhamento atuante e garantir que a resistência seja maior que a solicitação.

Araújo (1997) propõe que, uma forma de avaliar a tensão na interface, é computar as forças de compressão ou de tração, em um trecho da viga e prover a sua transferência, através das forças de cisalhamento horizontais. Sendo assim, considerando que a linha neutra estará sempre acima da interface, estando o reforço, dessa forma, totalmente tracionado, e considerando que o concreto não resiste à tração, o esforço atuante na interface é o transmitido pela armadura de reforço, como mostra os diagramas da Figura 11.

Figura 11 – Desenho esquemático do diagrama de tensões normais e cisalhantes em relação a seção transversal da viga



Fonte: Autor (2014)

Araújo (1997) diz que a tensão de cisalhamento horizontal média é avaliada entre as seções de momento máximo positivo ou negativo e momento nulo. Sendo, neste trecho, o esforço cisalhante igual à resultante das forças de tração, produzidas nas barras da armadura de reforço, na seção de máximo momento fletor, já que na seção de momento nulo essas forças, também, são nulas.

Dessa forma pode-se obter a tensão cisalhante solicitante, através da Equação 23. Vale salientar que essa equação é válida, tanto, para seções submetidas ao domínio 2, quanto, ao domínio 3.

$$\tau_d = \frac{A_{srd} \cdot f_{yrd}}{b.a_V} \tag{23}$$

Onde:

τ_d = é a tensão cisalhante de cálculo na interface entre os concretos;

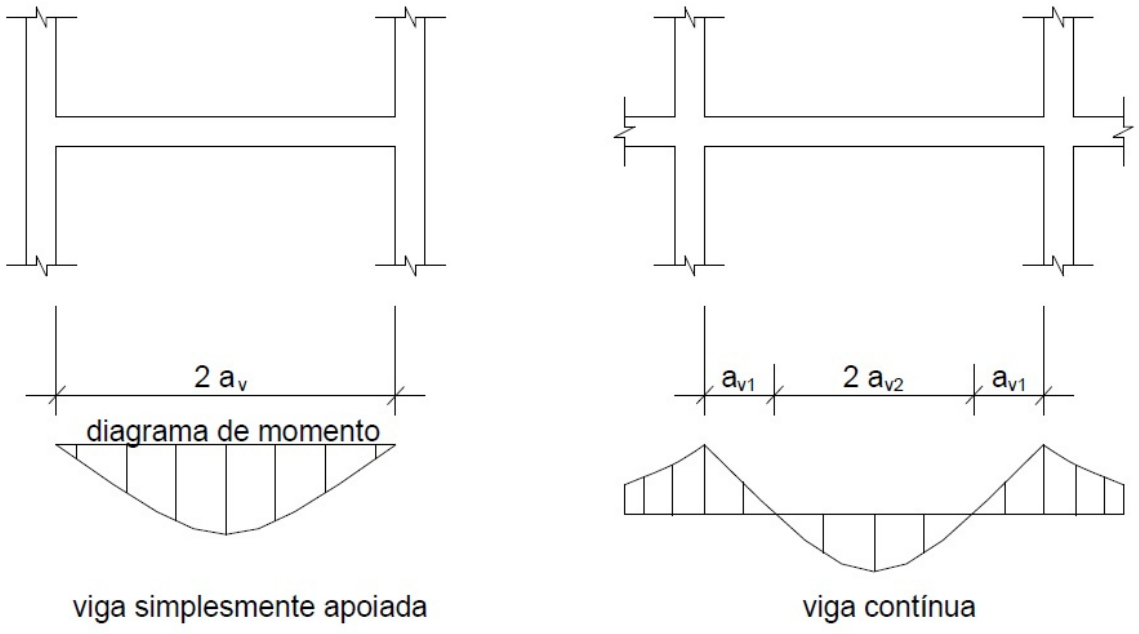
A_{srd} = é a área da seção transversal da armadura de reforço;

f_{yrd} = é a tensão de escoamento da armadura de reforço;

b = largura da seção de concreto;

a_V = comprimento por onde são transferidas as tensões de cisalhamento horizontais, que é a distância entre os pontos de momento máximo e momento nulo, como mostra a Figura 12.

Figura 12 – Trechos onde devem ser avaliados as tensões de cisalhamento horizontal



Fonte: Araújo (1997)

Para se determinar a tensão cisalhante horizontal de cálculo, na interface, é possível tomar como base, o item 6.3 da norma ABNT NBR 9062:1985, que trata de peças compostas de concretos pré-moldados, com idades diferentes.

A norma cita que, na falta de uma cálculo mais rigoroso, permite-se calcular a peça composta, como sendo monolítica, se a tensão cisalhante de cálculo satisfazer as condições impostas na Equação 24.

$$\tau_d \leq \beta_s . \frac{A_{sp} \cdot f_{ypd}}{b.s} + \beta_c . f_{ctd} \quad (24)$$

Onde:

τ_d = é a tensão cisalhante de cálculo, na interface entre os concretos, obtido pela Equação 23;

β_s = é o coeficiente de minoração aplicado à armadura, determinado pela Tabela 2;

A_{sp} = é a área da seção transversal da armadura dos pinos, que atravessam a interface (se houver);

f_{ypd} = é tensão de escoamento de cálculo do aço usado nos pinos (se houver);

b = é a largura da seção transversal da viga;

s = é o espaçamento entre os pinos na direção longitudinal da viga;

β_c = é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto, determinado pela Tabela 2;

f_{ctd} = é a resistência à tração de cálculo no concreto menos resistente da interface.

Tabela 2 – Coeficientes de minoração da NBR 9062.

As/s.b (%)	βs	βc
≤ 0,2	0	0,3
≥ 0,5	0,9	0,6

Fonte: ABNT (1985).

Segundo a norma, pode-se admitir a não utilização de pinos, no caso de a parcela de resistência, relativa ao concreto, for suficiente ($\tau_d \leq \beta_c . f_{ctd}$), se forem satisfeitas, simultaneamente, algumas condições, entre elas: a interface ocorra em região da peça onde haja predominância da largura sobre as outras dimensões da peça (topo de placas, mesas de vigas T, etc). Sendo assim, vigas retangulares não atendem à todas as exigências da norma, sendo obrigatório o usos de pinos na interface, independente da resistência do concreto ser suficiente ou não.

3 METODOLOGIA

3.1 Elaboração de pareceres de inspeção predial

Na realização dos pareceres, levou-se em conta, procedimentos adotados pela norma de inspeção predial IBAPE/SP (2009), do qual a mesma sugere a seguinte metodologia:

- Determinação do nível e tipo de inspeção;
- Verificação da documentação;
- Obtenção de informações dos usuários, responsáveis, proprietários e gestores das edificações;
- Inspeção dos tópicos da listagem de verificação (*check-list*);
- Classificação das anomalias e falhas;
- Classificação e análise das anomalias e falhas quanto ao grau de risco;
- Ordem de prioridades;
- Indicação das orientações técnicas;
- Classificação do estado de conservação;
- Recomendações gerais e de sustentabilidade;
- Tópicos essenciais do laudo;
- Responsabilidades.

Aqui, alguns itens foram dispensados, como: verificação da documentação, informações de usuários, proprietários, responsabilidades. Por conta do objetivo do trabalho ser, exclusivamente, acadêmico, e essas informações serem sigilosas, mas, vale salientar que em inspeções prediais reais, todos devem ser levados em conta.

3.1.1 Nível de Inspeção

Segundo o IBAPE/SP, o nível está relacionado à finalidade da Inspeção Predial. Os níveis são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Níveis de Inspeção Predial

Nível 1	Identificação das anomalias e falhas aparentes, elaborada por profissional habilitado.
Nível 2	Vistoria para a identificação de anomalias e falhas aparentes eventualmente identificadas com o auxílio de equipamentos e/ou aparelhos, bem como análises de documentos técnicos específicos, consoante à complexidade dos sistemas construtivos existentes. A Inspeção Predial nesse nível é elaborada por profissionais habilitados em uma ou mais especialidades.
Nível 3	Equivalente aos parâmetros definidos para a inspeção de NÍVEL 2, acrescida de auditoria técnica conjunta ou isolada de aspectos técnicos, de uso ou de manutenção predial empregada no empreendimento, além de orientações para a melhoria e ajuste dos procedimentos existentes no plano de manutenção.

Fonte: IBAPE/SP (2009)

Para todos os casos analisados, adotou-se a aplicação do Nível 1.

3.1.2 Classificação das anomalias e do Grau de Risco

As classificações dos problemas patológicos, foram feitas utilizando a matriz GUT de Gomide (2009), incorporada ao *check-list*, como será apresentado no item 3.2.

3.1.3 Indicações e Orientações Técnicas

As indicações técnicas desse trabalho, consistiram, basicamente, em propor, com base nos conhecimentos adquiridos na universidade, soluções às patologias encontradas. Valendo salientar, que, além de conhecimentos teóricos, a experiência do profissional em patologias, é um diferencial, nessa etapa.

A norma de inspeção Predial IBAPE/SP (2009), preconiza que as orientações técnicas devem ser apresentadas, de forma clara e simplificada, possibilitando, ao leigo, a fácil compreensão, utilizando-se das normas pertinentes, dados de fabricantes de materiais e sistemas, dentre outros elementos técnicos que fundamentem a orientação descrita ou a torne mais clara.

3.2 Elaboração do *Check-list*

Neste trabalho, o modelo foi elaborado, levando em conta, os problemas mais comuns e importantes, que ocorrem em edifícios residenciais de estrutura de concreto armado. E

baseando-se em um *check-list*, proposto pela Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE, 2005).

Os pontos principais, a serem verificados, contemplados pelo *check-list* foram:

- Informações cadastrais (identificação do edifício, idade, endereço, tipo de uso da identificação, engenheiro responsável pela visita, etc);
- Elementos estruturais (pilares, vigas, lajes, fundações, reservatórios elevados, escadas);
- Revestimentos (fachada, pisos);
- Alvenaria (paredes internas e externas);
- Cobertura (telhados, lajes);
- Instalações Prediais (elétricas, hidráulica, esgoto).

Sabendo-se que em uma vistoria de um edifício, principalmente nos mais antigos e sem manutenção, a quantidade e tipos de patologias encontradas podem ser grandes, dessa forma, haverão patologias que deverão ter maior atenção sobre as outras. Pensando nisso, além da listagem de pontos a verificar, foi incorporado, ao modelo, uma ferramenta, proposta por Gomide (2009), que facilita a classificação das patologias, através da matriz GUT (Gravidade x Urgência x Tendência). A matriz GUT funciona através de uma combinação de pesos, atribuídos a cada patologia, para a Gravidade, Urgência e Tendência, e a multiplicação dos pesos resultará no peso final, do qual, os de maior peso final, terão prioridades na execução de reparos ou medidas emergenciais. O Quadro 2 mostra a classificação e os pesos.

Quadro 2 – Matriz GUT (Gravidade x Urgência x Tendência).

Gravidade:	**Peso:**
Perda de vidas humanas, do meio ambiente ou do próprio edifício.	10
Ferimentos a pessoas, danos ao meio ambiente ou edifício.	8
Desconfortos, deterioração ao meio ambiente e edifício.	6
Pequenos incômodos.	3
Não vai evoluir.	1
Urgência:	**Peso:**
Evento em ocorrência.	10
Evento prestes a ocorrer.	8
Evento prognosticado para breve.	6
Evento prognosticado para adiante.	3
Evento imprevisto/pode não ocorrer	1
Tendência:	**Peso:**
Evolução imediata.	10
Evolução em curto prazo.	8
Evolução em prazo médio.	6
Evolução em longo prazo.	3
Não vai evoluir	1

Fonte: Gomide. (2009).

3.3 Casos Reais Estudados

Foram analisados três casos reais de problemas patológicos, de edificações, localizadas no município de Caruaru-PE. Sendo o primeiro caso, de uma viga deteriorada, com armadura corroída, o segundo caso, alguns pilares do pilotis de um edifício, com indícios de “embarrigamento”, e o terceiro caso, de uma edificação popular, com laje comprometida e pontos de infiltração, em praticamente todas as paredes.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 *Check-list* proposto

O modelo de *check-list*, elaborado, pode ser encontrado no Anexo A, deste trabalho.

4.2 Diagnósticos dos casos reais analisados

4.2.1 Viga Deteriorada

A viga do primeiro caso, como pode ser visto na Figura 13, apresenta: armaduras expostas, tanto longitudinais, como, transversais, sinais claros de corrosão na armadura longitudinal, e com total perda da seção, de boa parte, dos estribos, destacamento do cobrimento, devido à corrosão; sinais de infiltração, desde a laje até a viga, possivelmente, causado por algum vazamento de tubulação acima, ou por conta da não proteção contra chuva, o que pode ter agravado a corrosão das ferragens.

Figura 13 – Viga com corrosão da armadura e destacamento do cobrimento

Fonte: Orientador (2014)

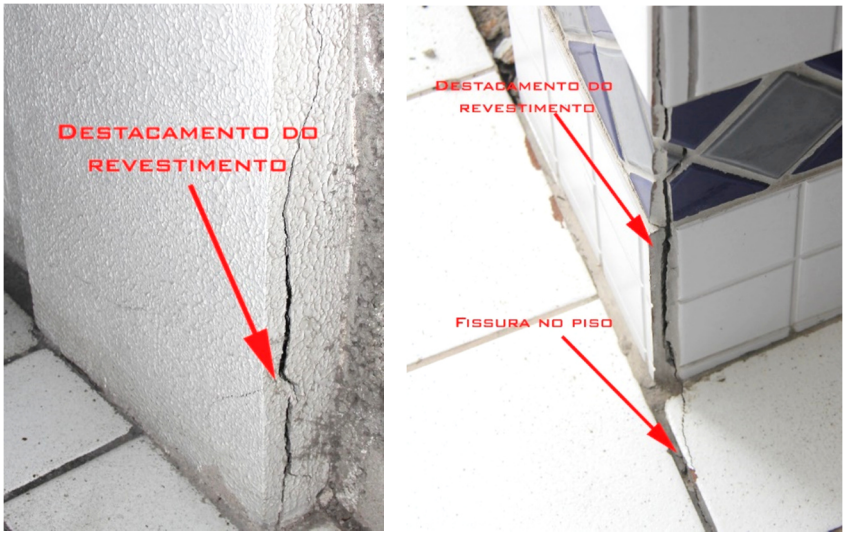
4.2.2 Pilares do Pilotis

Nos pilares, do segundo caso, foram detectados alguns problemas, como: indícios de corrosão de armadura, inclusive ruptura de alguns estribos, por redução de seção, como mostra a Figura 14. Pode-se observar, também, fissuras e destacamento do revestimento, como mostra a Figura 15, sintomas, esses, que indicam deformação do elemento, e que associando, à ruptura dos estribos, pode-se supor que seja “embarrigamento”, por deficiência do confinamento do concreto do pilar comprimido.

Figura 14 - Detalhes de sinais de corrosão e ruptura de estribo nos pilares do pilotis

Fonte: Orientador (2014)

Figura 15 - Detalhes de destacamento o revestimento caracterizando “embarrigamento” do pilar



Fonte: Orientador (2014)

4.2.3 Residência Popular

A residência popular, do terceiro caso, tem uma série de problemas patológicos, em vários locais da edificação, exigindo o uso de um *check-list*, com classificação da ordem de prioridades, o qual, será apresentado nos resultados e discussões, deste trabalho. A edificação tem a laje da cozinha (Figura 16), com: infiltrações; desplacamento do revestimento e quebra dos blocos pré-moldados de cimento, destacamento do cobrimento das vigotas, armadura exposta e sob avançado estado de corrosão, com perda de seção de aço, deformação acentuada da laje, risco de colapso eminente. No caso das paredes, apresentada na Figura 17, elas apresentam os seguintes problemas: praticamente, todas as dependências da casa sofrem com umidade generalizada, tanto por umidade ascendente, como por problemas de vazamento, no

sistema de coberta (telhado), gerando manchas, destacamento da tinta, fungos e bolores nas paredes, como, também mostra a Figura 18, e fissuras, próximo aos apoios dos telhados e encontro de paredes.

Figura 16 - Detalhes das manifestações patológicas da laje da cozinha

Fonte: Orientador (2014)

Figura 17 - Detalhes de infiltrações na parede da área de serviço, causada por vazamento no telhado

Fonte: Orientador (2014)

Figura 18 - Detalhes das manchas (a), na entrada, e destaques da tinta (b), próximo à cozinha, devido à infiltrações de umidade ascendente

(a) (b)

Fonte: Orientador (2014)

4.3 *Check-list* da Residência Popular

Para a residência, do terceiro caso, apresentado no item 4.2.3, houve o preenchimento de um *check-list*, com todas as patologias e a classificação da ordem de prioridades, como demonstra o Quadro 3.

Quadro 3 – *Check-list* de inspeção preenchido, para a Residência Popular

Check-list de Inspeção Predial				
Edificação:	Residência Unifamiliar			
Idade:	Não informado			
Endereço:	Caruaru-PE			
Construtora responsável pela construção:	Não Há			
Síndico ou responsável da Obra:	Não Há			
Eng° da Vistoria:		Crea:		
Tipo de Uso para qual a Edificação foi concebida:	Residencial			
Tipo de Uso Atual da Edificação:	Residencial			
Manual do proprietário (existência):	Não Há			
Manual das áreas comuns (existência):	Não Há			
Classe de Agressividade Ambiental:	II			
Instruções para classificação da ordem de prioridades:				
Matriz GUT (Gravidade x Urgência x Tendência) Fonte: Gomide, 2009.				
Para cada ocorrência é atribuído um peso, de acordo com a classificação abaixo. A multiplicação dos pesos de Gravidade, Urgência e Tendência, irá gerar o peso total, do qual, as ocorrências com maior peso, terão prioridade maior na hora de executar os reparos ou na tomada de medidas emergenciais.				
Gravidade:	**Peso:**			
Perda de vidas humanas, do meio ambiente ou do próprio edifício.	10			
Ferimentos a pessoas, danos ao meio ambiente ou edifício.	8			
Desconfortos, deterioração ao meio ambiente e edifício.	6			
Pequenos incômodos.	3			
Não vai evoluir.	1			
Urgência:	**Peso:**			
Evento em ocorrência.	10			
Evento prestes a ocorrer.	8			
Evento prognosticado para breve.	6			
Evento prognosticado para adiante.	3			
Evento imprevisto/pode não ocorrer	1			
Tendência:	**Peso:**			
Evolução imediata.	10			

Evolução em curto prazo.	8
Evolução em prazo médio.	6
Evolução em longo prazo.	3
Não vai evoluir	1

Lajes (Estrutura)			
Ocorrências		**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente:	Reparo:	Não Há	
	Reforço:	Não Há	
	Carregamento Adicional:	Não Há	
1.Umidade (vazamentos):		Laje da Cozinha	
2.Fissuras longitudinais:		Não identificável	
3.Fissuras transversais:		Não identificável	
4.Fissuras Diagonais:		Não identificável	
5.Deformaçôes:		Laje da Cozinha	
6.Quebras:		Laje da Cozinha	
7.Armadura Exposta:		Laje da Cozinha	
8.Destacamento do Cobrimento:		Laje da Cozinha	
9.Oxidação da Armadura:		Laje da Cozinha	

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1	10	10	3	300
2				
3				
4				
5	10	10	8	800
6	10	10	8	800
7	10	10	8	800
8	10	10	10	1000
9	10	10	10	1000

Alvenaria (Paredes internas e externas)		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**

Intervenção existente (Reparo ou reforma):	Na parte Frontal da Casa, e na Sala	
1.Umidade ascendente:	Praticamente em todos os Cômodos, e no muro frontal da residência	
2.Infiltração (vazamentos):	Quarto, Cozinha, Área de Serviço	
3.Fissuras ou fendas:	Sala	
4.Manchas:	Quarto, Cozinha, Área de Serviço, Muro Frontal da Residência	
5.Fungos e bolores:	Quarto, Cozinha, Área de Serviço	
6.Tintas destacando:	Quarto, Cozinha, Área de Serviço	

7.Revestimento cerâmico quebrado ou desplacando:	Não há	

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1	3	10	6	180
2	3	10	6	180
3	3	10	3	90
4	3	10	6	180
5	3	10	6	180
6	3	10	3	90
7				

Fonte: Autor (2014)

De acordo com a classificação da ordem de prioridades do *check-list*, o problema da laje da cozinha deve ser o primeiro a ser solucionado, em seguida, a umidade da laje e, por último, os das alvenarias, como mostra o Quadro 4, da ordem de prioridade.

Quadro 4 – Ordem de Prioridades na correção das patologias

Patologias à Resolver	**GUT**
Oxidação da Armadura da Laje da Cozinha	1000
Destacamento do Cobrimento da Laje da Cozinha	1000
Armadura Exposta na Laje da Cozinha	800
Deformações na Laje da Cozinha	800
Quebras na Laje da Cozinha	800
Umidade (vazamentos) na Laje da Cozinha	300
Infiltração (vazamentos), nas paredes, próximos ao beirais do Telhado	180
Umidade ascendente nas Paredes	180
Manchas nas Paredes	180
Fungos e bolores nas Paredes	180
Fissuras ou fendas nas Paredes	90
Tintas destacando nas Paredes	90

Fonte: Autor. (2014)

4.4 Soluções propostas para os casos reais analisados

4.4.1 Viga Deteriorada

Para resolver os problemas da viga, do primeiro caso, são propostas as seguintes soluções:

- Emergencialmente, escorar toda a viga, devido ao grande risco de ruptura, em virtude da avançada corrosão de suas armaduras;
- Resolver o problema de infiltração, que está atingindo a viga;
- A viga deverá ser reforçada, por encamisamento de concreto, do qual serão adicionados, armaduras longitudinais e estribos complementares, para substituir a perda de seção, devido à corrosão, devidamente dimensionados por profissional capacitado. Ou, ainda, alternativamente, poderá ser reforçada com uso de chapas metálicas, soldadas, e presas à viga, em sua face externa, no sentido da armadura longitudinal e no da transversal, também, dimensionadas por profissional habilitado.

A fim de exemplo, essa viga teve seu reforço projetado, com resultados, conforme, item 4.5, mais à frente.

4.4.2 Pilares do Pilotis

Para resolver o problema dos pilares, do segundo caso, são propostas as seguintes soluções:

- Escorar a estrutura, retirar todo o revestimento dos pilares, e reforçá-los, com uso de manta de compósito de fibra de carbono, envolvendo todo o pilar, e colocando o novo revestimento sobre a manta, ou, alternativamente, executar encamisamento de concreto, com adição de estribos para reforçar os danificados, pela corrosão adição e barras longitudinais para montagem dos estribos.

4.4.3 Residência Popular

Para resolver os problemas da residência popular, do terceiro caso, são dadas as seguintes soluções, que devem seguir a ordem de prioridades determinada no *check-list*, apresentado no item 4.3:

- Devido aos vários problemas, apresentados na laje da cozinha, não é viável tentar recupera-la, sendo a solução mais adequada, demolir e construir uma nova;
- As infiltrações da laje podem ser sanadas, com correções de vazamentos, no sistema de coberta (telhado);

- Para corrigir o problema de umidade ascendente, nas paredes, é necessário fazer a impermeabilização da base, o que exige fazer escavações, em todo o alicerce da edificação, esse processo pode ser bastante oneroso, inviabilizando a sua execução;
- No caso da infiltração, causada por vazamentos do telhado, a correção dos problemas do telhado, resolve o problema.

4.5 Projeto de reforço como parte da solução do caso da viga deteriorada

Foi proposto para a resolução, de um dos problemas da viga deteriorada, como visto nos item 4.4.1, deste trabalho, um reforço por encamisamento de concreto e adição de barras de aço.

A viga, tem como características: ser biapoiada, seção transversal retangular de 70x20 cm, vão livre de 9 m, sua armadura de flexão é composta de 4 barras de 16 mm, na parte inferior, 2 barras de 16 mm na lateral (praticamente, sem função, por estar muito próximo da linha neutra de tensões) e 2 barras, também, de 16mm, na parte superior, sua armadura transversal, é composta por estribos de 5mm posicionados de 20 cm em 20 cm. A viga tem a função de sustentar a borda de uma laje retangular de 9,00x4,00 m, e por ser uma viga de extremidade, suporta, também, a carga de uma parede, em alvenaria, de 3 m de altura e 15 cm de espessura.

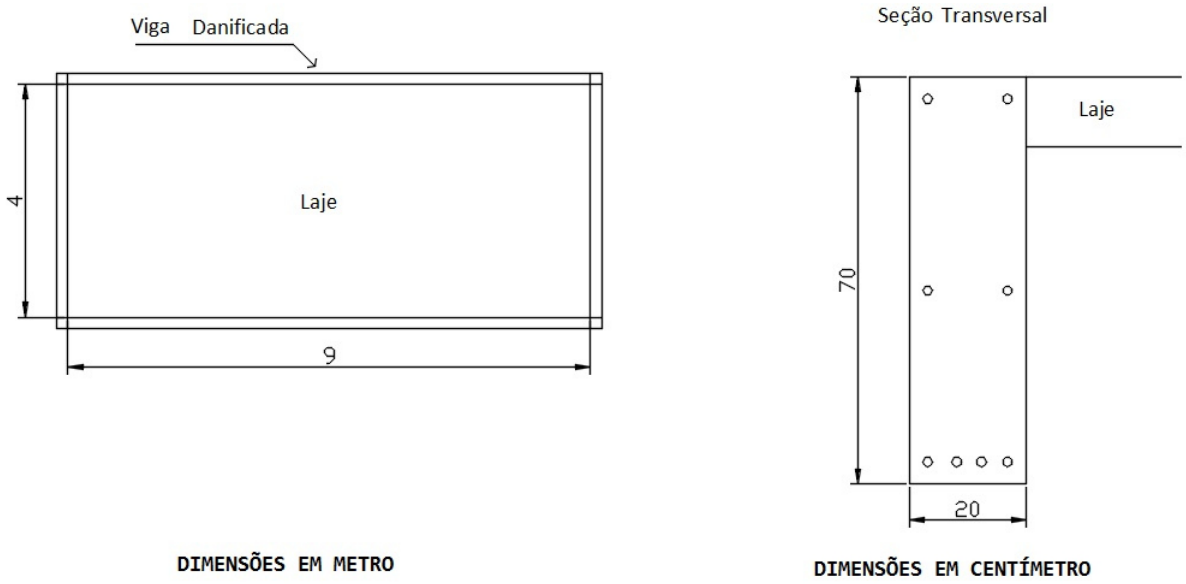
Para o dimensionamento do reforço, baseando-se no aspecto visual da peça, foi admitido que as barras inferiores, superiores e transversal, haviam perdido, devido à corrosão, 60%, 50% e 100% (ruptura), respectivamente, da área de seção transversal de aço.

Devido à falta de informações sobre as características dos materiais que compõem a estrutura original, admitiu-se, no projeto, que estes seriam aço CA-50, e concreto com fck de 20 MPa.

Considerou-se que a seção de concreto terá um acréscimo de 13 cm na largura, sendo 6,5 cm em cada lado, e 8 cm na sua altura, ficando a viga com seção transversal final de 78x33 cm. Já que Souza e Ripper (1998), diz que para garantir a imersão da barra de aço, em meio alcalino, e protegê-la da corrosão, é necessário que exista um espaço de, no mínimo, 2 cm, entre a barra e o concreto antigo.

Em posse de todos esses dados, foi possível determinar os carregamentos que a viga + reforço devem suportar, e o quanto de capacidade portante, o conjunto pode oferecer. A Figura 19, mostra um "*as built"* da situação da viga.

Figura 19 – Configuração estrutural da viga, em planta, e "*as built*" da seção transversal da viga

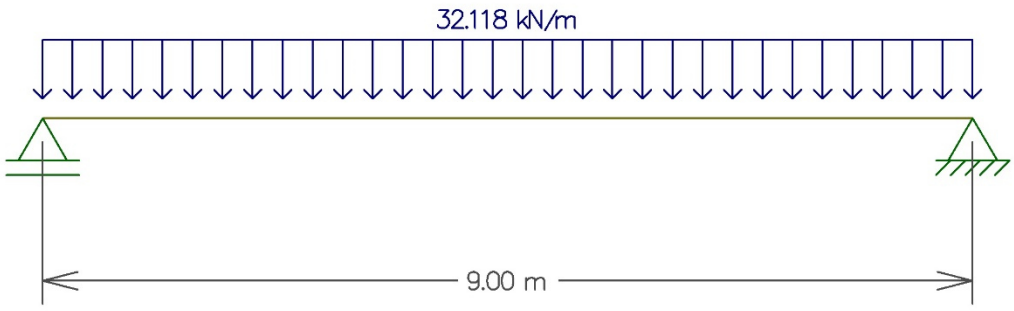


Fonte: Autor (2014).

4.5.1 Esforços e Carregamentos da Estrutura.

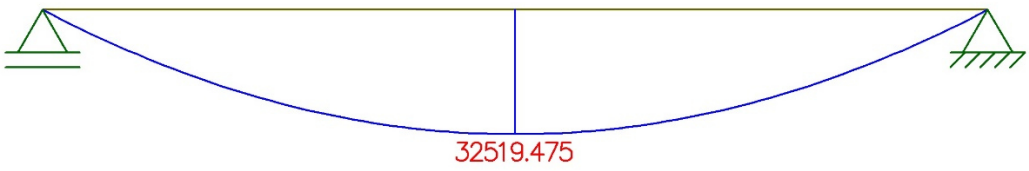
Com os carregamentos, determinados, a obtenção dos esforços de momento e cortante, de cálculo, da viga, foram encontrados com o uso do *software* Ftool 3.00 (PUC-Rio, 2012), obtendo os resultados apresentados nas Figuras 20, 21 e 22, sendo estes: carregamentos, momento fletor e esforço cortante, respectivamente.

Figura 20 – Carregamentos solicitando a viga, introduzidos no Ftool



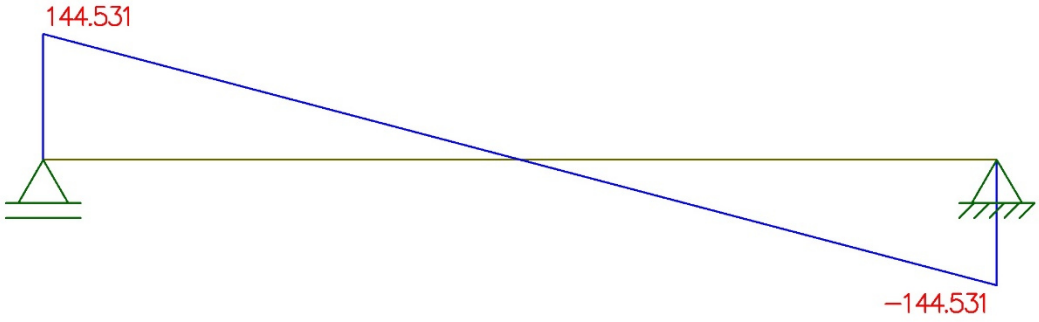
Fonte: Autor (2014)

Figura 21 – Diagrama de momento fletor, obtido no Ftool, valores em kN.cm



Fonte: Autor (2014)

Figura 22 – Diagrama esforço cortante, obtido no Ftool, valores em kN



Fonte: Autor (2014)

4.5.2 Armadura Longitudinal

A seção da armadura longitudinal, obtida através do momento fletor, máximo, da viga, foi determinada, de forma, a se obter um momento resistente de cálculo superior ao momento solicitante de cálculo, o que garante a segurança da peça, os parâmetros utilizados e obtidos são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Parâmetros de dimensionamento à flexão

Bitola (mm)	20
N° Barras	4
Área da Armadura de reforço (Asr) (cm²)	12,566
Momento Resistente Final (Mrd) (kN.cm)	35159,07
Momento Solicitante (Md) (kN.cm)	32519,48

Fonte: Autor (2014)

Observando a Tabela 3, percebe-se que, além dos coeficientes de segurança, adotados, a peça ainda apresenta uma folga de mais de 2500 kN.cm, entre a capacidade da peça e o esforço que ela é solicitada.

4.5.3 Armadura Transversal

No dimensionamento da armadura transversal, já que os estribos da viga estão rompidos pela corrosão, foi considerado que os estribos de reforço resistirão, sozinhos, às solicitações de cortante. Na Tabela 4, são apresentados os parâmetros da armadura transversal de reforço.

Tabela 4 – Parâmetros de dimensionamento ao cortante

Bitola (mm)	6,3
N° Ramos	2
Espaçamento (s)(cm)	9
Área da Armadura de reforço (Asw/s) (cm²/cm)	0,066
Distância do apoio até o ponto de início da armadura mínima (m)	3,29
Bitola da armadura mínima (mm)	6,3
N° Ramos da armadura mínima	2
Espaçamento da armadura mínima (s)	35
Área da Armadura de reforço da armadura mínima (Asw/s) (cm²/cm)	0,018
Esforço Cortante Solicitante (VSd) (kN)	144,53

Fonte: Autor (2014)

4.5.4 Cisalhamento entre Reforço e Estrutura Original

A verificação do cisalhamento na interface entre os dois concretos, o de reforço e o da estrutura original, do qual, a tensão cisalhante resistente, do concreto, deve superar a tensão cisalhante solicitante, na interface, é apresentado na Equação 25.

$$\tau_d = 0{,}049\ {}^{kN}/_{cm^2} \leq\ \tau_{Rcd} = 0{,}027\ {}^{kN}/_{cm^2} \tag{25}$$

Onde:

τ_d = é a tensão cisalhante solicitante de cálculo, na interface entre os concretos;

τ_{Rcd} = é a tensão cisalhante resistente de cálculo, na interface entre os concretos, sem o usos de pinos entres as interfaces.

Como a expressão da Equação 25, neste caso, é falsa, pode-se concluir que o concreto, por si só, não é capaz de suportar a tensão de cisalhamento produzida, entre os concretos, sendo necessário a adoção de pinos, entre a interface.

Para garantir a aderência do reforço, à estrutura habilitada, foi necessário o emprego de pinos metálicos, valendo salientar, que mesmo que o concreto resistisse, a viga, em estudo, não atenderia às exigências da norma ABNT NBR 9062:1985 para a execução, sem o uso de pinos na interface. Com o uso de pinos, com as características apresentadas na Tabela 5, a verificação da tensão cisalhante, na interface, é demonstrada na Equação 26.

Tabela 5 – Características dos pinos de cisalhamento

Bitola (mm)	5
N° Ramos	2
Espaçamento (s)(cm)	30
Área da Armadura de reforço (Asw/s) (cm²/cm)	0,013

Fonte: Autor (2014)

$$\tau_d = 0{,}049\ {}^{kN}/_{cm^2} \leq\ \tau_{Rd} = 0{,}551\ {}^{kN}/_{cm^2} \tag{26}$$

Onde:

τ_d = é a tensão cisalhante solicitante de cálculo na interface entre os concretos;

τ_{Rd} = é a tensão cisalhante resistente de cálculo na interface entre os concretos, com o usos de pinos entres as interfaces.

De acordo, com a Equação 26, a interface, com o uso de pinos, é capaz de superar, com folga, as tensões cisalhantes entre os dois concretos.

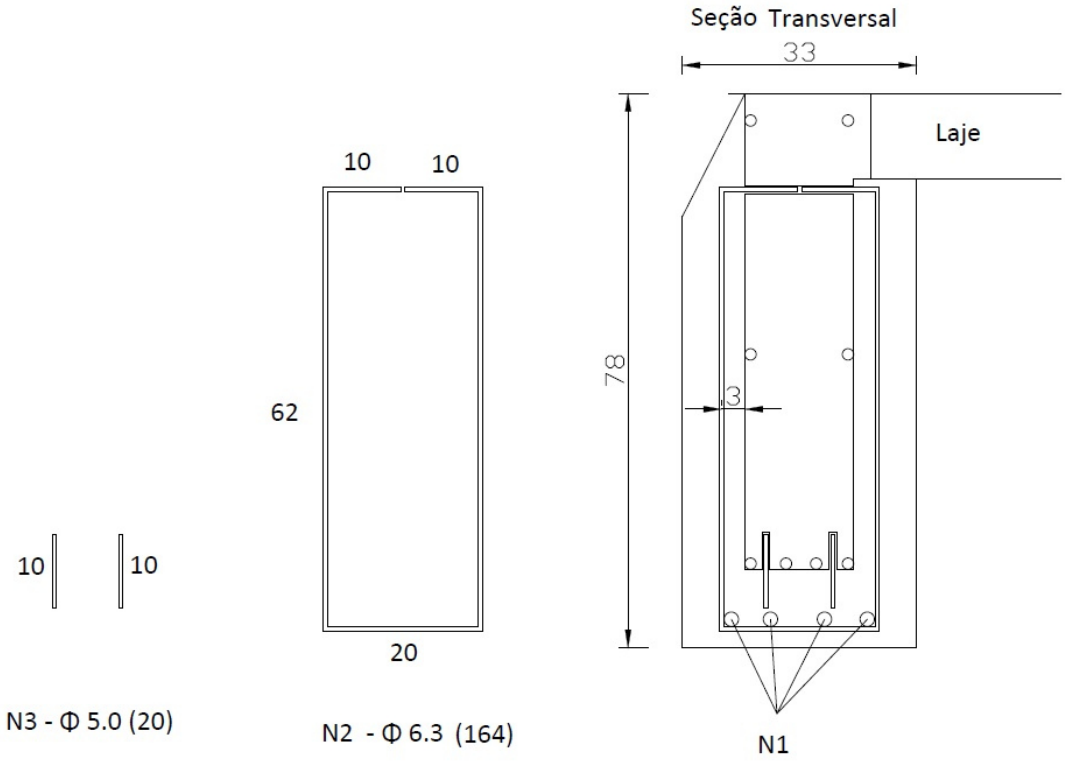
4.5.5 Detalhamento do Reforço

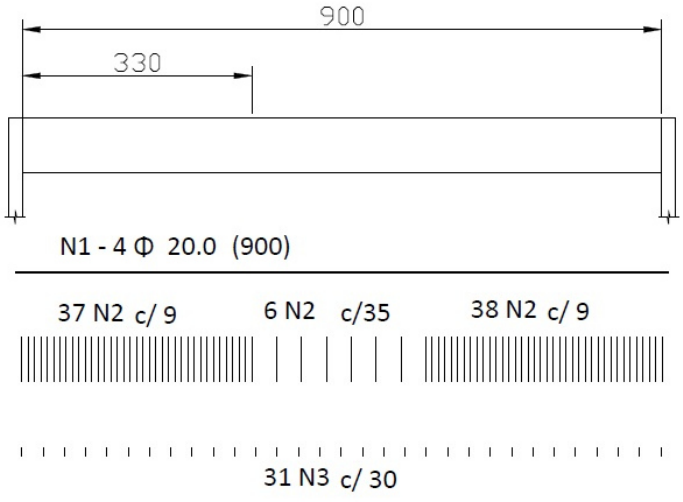
Após determinada todas a características do reforço, devidamente, dimensionadas, o seu detalhamento é apresentado na Figura 23.

Devido, à fôrma do reforço impossibilitar a passagem de um vibrador, no momento da concretagem, o recomendável é a utilização de concreto auto adensável, e a fôrma deverá ter aberturas, laterais, para concretagem, e de preferência, utilizar concreto com resistência parecida à da peça original. Os estribos serão ancorados, através de furos, realizados nas laterais da viga, próximos à face inferior da laje, adjacente à viga, e ancorados com adesivo estrutural adequado. Os pinos deverão ser presos, à viga, através de furos, executados na face

inferior, e ancorados, também, com adesivo estrutural. A armadura longitudinal será montada, nos próprios estribos.

Figura 23 – Detalhamento do reforço projetado





DIMENSÕES EM CENTÍMETRO

Fonte: Autor (2014)

5 CONCLUSÕES

Como imaginado, o modelo de *check-list* proposto, foi útil para a conferencia dos problemas encontrados na residência popular estudada, abordando todos eles, e a Matriz GUT empregada, facilitou a classificação, quanto à ordem de prioridades, no momento da solução desses problemas, mostrando-se uma ferramenta eficiente. Os diagnósticos obtidos para os casos estudados, foram condizentes com os mecanismos de evolução das patologias estudadas, como foi demonstrado, à exemplo, dos "pilares do pilotis", em que a ruptura de estribos, provocou perda da capacidade de confinamento do pilar, causando destacamento do revestimento, e diminuição da resistência à compressão. As soluções propostas, para os casos, foram baseadas em métodos usuais de correção das causas das patologias, e dos danos que elas provocaram. O projeto de reforço da viga é uma solução que atendeu aos problemas, nela, apresentados, porém, a seção original teve um aumento considerável, prejudicando a arquitetura, no local da intervenção, já que, como foi mostrado, é uma das desvantagens da técnica de encamisamento. Concluiu-se, também, que é importante verificar a aderência entre o concreto novo e o antigo, que como foi exposto, não foi capaz de resistir sozinho aos esforços, sendo sua eficiência, garantida, apenas após o uso de pinos na interface.

Como sugestões de trabalhos futuros, poderiam ser demonstrados, o dimensionamento de outros elementos estruturais, como: reforço de lajes, pilares e fundações, além de outros tipos de reforço, como chapas metálicas, compósitos de fibra de carbono e protensão externa. Alguns outros modelos de *check-list*, poderiam ser elaborados, para edificações de uso público ou comercial. Além de trabalhos experimentais, que poderiam atestar a eficiência de algumas peças reforçadas.

REFERÊNCIAS

ABECE - ***Check-list*** **para vistoria de edificações em concreto armado**. São Paulo - SP. 2005.

ALMEIDA, T. G. M. **Reforço de Vigas de Concreto Armado por meio de Cabos Externos Protendidos**. Dissertação de mestrado. USP, São Carlos, 2001.

ANDRADE, T. **Tópicos sobre Durabilidade do Concreto**. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. Cap.25, p.753-792.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. C. **Patologia das Estruturas**. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. Cap.32, p.953-983.

ARALDI, E. **Reforço de Pilares por Encamisamento de Concreto Armado: Eficiência de Métodos de Cálculo da Capacidade Resistente Comparativamente a Resultados Experimentais.** Trabalho de Diplomação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

ARAÚJO, D.L. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro: ABNT, 1985.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção**. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008. 1v. 488p.

CAMPAGNOLO, J.L., CAMPOS F. A., SILVA F. L.C.P **Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas**, Anais. 34° REIBRAC, São Paulo, 1995.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas.** 1ª ed. Goiânia: Editora UFG, 1997. 237p.

CAVALCANTI FILHO, A. N. **Contribuição ao controle tecnológico de concretos estruturais de cimento Portland em ambientes marítimos**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB, **Model Code: First complete draft**, Bulletin d'Information nº. 55, 2010.

CREA-PE, **CONFEA defende Inspeção Periódica em Prédios e Criação do Laudo de Inspeções Técnicas de Edificações (LITE)**, Matéria publicada em maio de 2014, disponível, no dia 21/11/2014, em <http://www.creape.org.br/confea-defende-inspecao-periodica-em-predios-e-criacao-do-laudo-de-inspecoes-tecnicas-de-edificacoes-lite/>

GOMIDE, T. L. F.; PUJADAS, F. Z. A., NETO, J. C. P. F. **Técnicas de inspeção e manutenção predial**. São Paulo: PINI, 2006. 227 p.

GOMIDE, T. L. F., PUJADAS, F. Z. A, NETO, J. C. P. F. **Engenharia Diagnóstica em edificações**. PINI São Paulo, 2009.

HELENE, P. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. PINI São Paulo, 1992.

IBRACON. **Revista Concreto e Construções, Recuperação Estrutural: Diagnósticos e terapias para prolongar a vida útil das Obras**. Matéria sobre o Condomínio Central Park Ibirapuera: a importância de um laudo técnico para a obtenção da excelência na recuperação das fachadas em edifícios (13 a 20 p.), 2008.

LAPA, J. S. **Patologia, recuperação e reparo de estruturas de concreto**. Monografia (Especialização) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

LEBRÃO, G. W. **Fibra de Carbono**. Centro Universitário do Instituto Mauá de Tecnologia. Revista Plástico Sul, 2008.

MARTHA, L. F. ***Software*** **Ftool: Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas**. Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf - Grupo de Tecnologia em Computação PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2012.

NORMAS DE INSPEÇÃO PREDIAL. Segundo a norma de inspeção predial IBAPE/SP, Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias, 2009.

PEREIRA, J.P. **Simulação numérica e experimental para análise do comportamento conjunto dos materiais em reparos de estruturas de concreto**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997 /, Dissertação em andamento.

PIANCASTELLI, E. M. **Patologia e terapia das estruturas: reforço com concreto**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2005. Apostila da disciplina Durabilidade, Patologia e Recuperação de Construções de Concreto Armado. Disponível em < http://www.demc.ufmg.br/elvio/5reforco.pdf> Acesso em: 25/10/2014.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

SALIBA C. C. J., **Técnicas de Recuperação de Estruturas de Concreto Armado sob Efeito da Corrosão das Armaduras**, UFMG (2008).

SANTOS, M. R. G. **Deterioração das estruturas de concreto armado estudo de caso** Monografia (Especialização) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

SARAIVA, R. M. D. C., TEIXEIRA, A. M. A. J., CARNEIRO, L. A. V. **Estudos sobre Reforço de Pilares de Concreto Armado com Materiais Compósitos de Resina e Fibras**. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, p. 34-53, 2013.

SOUZA, R.H.F. **Análise do Comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal**. Lisboa, Tese (Doutorado) -Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1990.

SOUZA, V.C.M. e RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. Editora PINI, 262p, 1998.

VAN GEMERT, D., NORREE, F., ULRIX, E. **Stress analysis in epoxi bonded steel-concrete joints, in Mechanical Behaviour of Adesive Joints**, p. 433-442, Pluralis, Brussels, 1987.

ANEXO A - *CHECK-LIST* DE INSPEÇÃO PREDIAL

Check-list de Inspeção Predial		
Edificação:		
Idade:		
Endereço:		
Construtora responsável pela construção:		
Síndico ou responsável da Obra:		
Eng° da Vistoria:		Crea:
Tipo de Uso para qual a Edificação foi concebida:		
Tipo de Uso Atual da Edificação:		
Manual do proprietário (existência):		
Manual das áreas comuns (existência):		
Classe de Agressividade Ambiental:		

Instruções para classificação da ordem de prioridades:	
Matriz GUT (Gravidade x Urgência x Tendência) Fonte: Gomide, 2009.	
Para cada ocorrência é atribuído um peso, de acordo com a classificação abaixo. A multiplicação dos pesos de Gravidade, Urgência e Tendência, irá gerar o peso total, do qual, as ocorrências com maior peso, terão prioridade maior na hora de executar os reparos ou na tomada de medidas emergenciais.	
Gravidade:	**Peso:**
Perda de vidas humanas, do meio ambiente ou do próprio edifício.	10
Ferimentos a pessoas, danos ao meio ambiente ou edifício.	8
Desconfortos, deterioração ao meio ambiente e edifício.	6
Pequenos incômodos.	3
Não vai evoluir.	1
Urgência:	**Peso:**
Evento em ocorrência.	10
Evento prestes a ocorrer.	8
Evento prognosticado para breve.	6
Evento prognosticado para adiante.	3
Evento imprevisto/pode não ocorrer	1
Tendência:	**Peso:**
Evolução imediata.	10
Evolução em curto prazo.	8
Evolução em prazo médio.	6

Evolução em longo prazo.	3
Não vai evoluir	1

Pilares (Estrutura)			
Ocorrências		**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente:	Reparo:		
	Reforço:		
	Carregamento Adicional:		
1.Umidade (infiltrações)			
2.Fissuras Verticais:			
3.Fissuras Horizontais:			
4.Fissuras Diagonais:			
5.Deformação ou Flambagem:			
6.Desalinhamento (inclinado):			
7.Quebras:			
8.Armadura Exposta:			
9.Destacamento do Cobrimento:			
10.Oxidação da Armadura:			
11.Segregação:			
12."Ninho" de Pedra:			
13.Concreto Poroso:			

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				

Vigas (Estrutura)

Ocorrências		Local	Fotografia ou observação
Intervenção existente:	Reparo:		
	Reforço:		
	Carregamento Adicional:		
1.Umidade (vazamentos):			
2.Fissuras Verticais:			
3.Fissuras Horizontais:			
4.Fissuras Diagonais:			
5.Deformaçôes:			
6.Quebras:			
7.Armadura Exposta:			
8.Destacamento do Cobrimento:			
9.Oxidação da Armadura:			
10.Segregação:			
11.Concreto Poroso:			

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				

Lajes (Estrutura)			
Ocorrências		Local	Fotografia ou observação
Intervenção existente:	Reparo:		
	Reforço:		
	Carregamento Adicional:		
1.Umidade (vazamentos):			
2.Fissuras longitudinais:			
3.Fissuras transversais:			
4.Fissuras Diagonais:			

5.Deformaçôes:		
6.Quebras:		
7.Armadura Exposta:		
8.Destacamento do Cobrimento:		
9.Oxidação da Armadura:		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				

Fundações (Estrutura)			
Para edifícios, com mais de 10 anos de construído, deve ser realizada inspeção nos elementos de fundação (sapatas ou blocos), independentemente de apresentarem sintomas ou não na superestrutura (Amostragem de 30%, no mínimo, das sapatas ou blocos e pescoços de pilares).			
Ocorrências		**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente:	Reparo:		
	Reforço:		
1.Armadura Exposta:			
2.Destacamento do Cobrimento:			
3.Oxidação da Armadura:			
4.Proximo de Fossas, filtros e reservatórios:			
5.Trincas ou manifestações típicas de Recalque (superestrutura):			
6.Nível lençol freático alto:			

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				

3				
4				
5				
6				

Reservatório elevado (Estrutura)			
Ocorrências		**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente:	Reparo:		
	Reforço:		
1.Vazamentos:			
2.Fissuras longitudinais:			
3.Fissuras transversais:			
4.Fissuras Diagonais:			
5.Quebras:			
6.Armadura Exposta:			
7. Destacamento do Cobrimento:			
8.Oxidação da Armadura:			

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				

Escadas (Estrutura)			
Ocorrências		**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente:	Reparo:		
	Reforço:		
1.Fissuras Verticais:			
2.Fissuras Horizontais:			
3.Fissuras Diagonais:			
4.Deformaçôes:			
5.Quebras:			
6.Armadura Exposta:			
7.Destacamento do Cobrimento:			

8.Oxidação da Armadura:		
9.Segregação:		
10.Concreto Poroso:		
11.Desgaste (abrasão):		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				

Fachada (Revestimento)		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente (Reparo):		
1.Destacamento do revestimento:		
2.Manchamento:		
3.Sujidade:		
4.Acumulo de umidade na argamassa de revestimento:		
5.Ausência de drenagem de ar condicionados:		
6.Indícios de fissuras de dilatação térmica:		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				

Alvenaria (Paredes internas e externas)		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente (Reparo ou reforma):		
1.Umidade ascendente:		
2.Infiltração (vazamentos):		
3.Fissuras ou fendas:		
4.Manchas:		
5.Fungos e bolores:		
6.Tintas destacando:		
7.Revestimento cerâmico quebrado ou desplacando:		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				

Pisos (revestimento)		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente (Reparo ou reforma):		
1.Fissuras ou fendas:		
2.Manchas:		
3.Revestimento cerâmico quebrado eu desplacando:		
4.Desgaste (abrasão):		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				

Cobertura (Telhado, Lajes)		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**
Intervenção existente (Reparo ou reforma):		
1.Quebras:		
2.Sujidade:		
3.Infiltração:		
4.Calhas (problemas):		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				

Instalações elétricas		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**
1.Interruptor danificado ou exposto:		
2.Fiação (exposta):		
3.Quadros Gerais (desprotegidos ou com problemas):		
4.Tomadas (problemas, expostas):		
5.Luminárias (problemas):		
6.Instalação Casa de Bombas (problemas):		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				
4				
5				
6				

Instalações Hidráulicas		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**

1.Vazamentos (tubulações):		
2.Obstrução de tubos:		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				

Instalações de Esgoto		
Ocorrências	**Local**	**Fotografia ou observação**
1.Vazamentos (tubulações):		
2.Obstrução de tubos:		
3.Mau odores:		

Classificação de ordem de prioridades (preencher pesos):				
Ocorrência	Gravidade	Urgência	Tendência	Total = G*U*T
1				
2				
3				